



TITLE:

開水路分岐部における流量・流砂  
量配分に関する研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

川合, 茂

---

CITATION:

川合, 茂. 開水路分岐部における流量・流砂量配分に関する研究. 京都大学, 1992, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1992-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/2964438>

RIGHT:

新 制
工
870
京大附図

# 開水路分岐部における流量・流砂量 配分に関する研究

1991年11月

川 合 茂



# 開水路分岐部における流量・流砂量 配分に関する研究

1991年11月

川 合 茂





# 目 次

第1章	緒 論	1
第2章	分岐部周辺の流れの特性と解析法に関する研究	6
2.1	概 説	6
2.2	流れの特性に関する実験的考察	7
2.2.1	実験の概要	7
2.2.2	実験結果と考察	9
2.3	解析法	20
2.3.1	上層の流れ	20
2.3.2	下層の流れ	23
2.4	結 語	28
	参 考 文 献	
第3章	固定床水路における流量・流砂量配分に関する研究	30
3.1	概 説	30
3.2	分岐部周辺における流況特性	34
3.2.1	上層、下層の流線	34
3.2.2	流速分布特性	38
3.2.3	剥離域特性	41
3.3	分岐部周辺におけるエネルギー損失	42
3.3.1	主・分水路の偏角とエネルギー損失	42
3.3.2	エネルギー損失の推定	44
3.4	流量配分の予測法	47
3.4.1	主・分水路の偏角と流量配分	47
3.4.2	流量配分比の算定法	49
3.4.3	Y型分岐と弯曲分岐の対応関係	51
3.5	流砂量配分の予測法	53
3.5.1	主・分水路の偏角と流砂量配分	53
3.5.2	流砂量配分の算定に関する考察	55
3.6	結 語	58
	参 考 文 献	

第4章	移動床水路における流量・流砂量配分に関する研究	61
4.1	概 説	61
4.2	分岐部周辺の局所洗掘	63
4.3	流量配分の予測法	74
4.3.1	流量配分の経時変化と河床変動	74
4.3.2	主・分水路の偏角と流量配分	77
4.3.3	流量配分比の算定法	79
4.4	流砂量配分の予測に関する考察	81
4.4.1	流砂量配分の経時変化と河床変動	81
4.4.2	主・分水路の偏角と流砂量配分	86
4.5	流量・流砂量配分に及ぼす交互砂州および洗掘孔の影響	90
4.5.1	実験の概要	90
4.5.2	流量配分	92
4.5.3	流砂量配分	93
4.5.4	洗掘孔の消長と交互砂州	96
4.6	結 語	98
	参 考 文 献	
第5章	分岐部を含む開水路の河床変動に関する研究	100
5.1	概 説	100
5.2	分流に伴う河床波の変化	101
5.2.1	分岐部の上流と下流の間の水理量の関係	101
5.2.2	小規模河床波の変化	103
5.2.3	中規模河床形態の領域変化	106
5.3	分岐部より下流の平衡勾配に関する考察	107
5.4	実際の放水路計画を対象とした河床変動の推定例	111
5.4.1	斐伊川放水路計画の概要	111
5.4.2	流砂量配分の推定	114
5.4.3	計画高水ハイドログラフに対する河床形態の変化	117
5.5	結 語	121
	参 考 文 献	
第6章	流量・流砂量配分の構造物による調節に関する研究	124
6.1	概 説	124
6.2	横越流堰による分流	125

6.2.1	実験の概要	125
6.2.2	実験結果と考察	127
6.3	本川・分水路に堰がある場合の分流	132
6.3.1	実験の概要	132
6.3.2	全流量横越流の場合の越砂と河床変動	133
6.3.3	本川ダム・横越流堰による分流の流量・ 流砂量配分と河床変動	144
6.4	横越流堰による土砂排除の指針に関する考察	153
6.5	結 語	155
	参 考 文 献	
第7章	結 論	158



## 第1章 緒 論

河川は、生活用水、工業用水、農業用水の供給源であるとともに、魚介類を育む。また、ウォーターフロントの場として、我々が自然とふれあう身近な場の一つでもある。このように、多大の恩恵を与えてくれる河川も、その一方では、洪水の発生にともなって、甚大な被害を引き起こす場合も少なくない。したがって、古くから、治水、利水の両面で、河川改修が行われてきている。多くの河川工事の中でも、河川の分流は、治水、利水の両面でよく用いられる工法であり、その歴史も古い。中国では、約2200年前に、主にかんがいを目的として行われた岷江の分水<sup>1)</sup>がある。これは、李二郎により行われ、`都江堰`として有名である。この分流は、現在も維持管理され、利用されている。わが国では、323年に、淀川の堀江として知られる天満川が、785年には、神崎川が開削されたという<sup>2)</sup>。近代でも、分流はよく行われ、約200年の悲願がこめられ、大正末期から昭和初期にかけて2度の大工事の末完成した大河津分水はあまりにも有名である。その後も、狩野川放水路、江戸川分流、豊川放水路など、多くの分水路が開削されている。近年における分流の特徴は、都市河川の治水対策の一環として行われることで、それも神田川の4分水路や国分川分水路（工事中）などにみられるように、地下分水路の建設が多いことである。一方、開水路分流は、従来の洪水の防止軽減や取水目的とは別に、近年深刻な問題となっている貯水池堆砂の防止軽減対策の一つとして、分水路を排砂水路として活用することも考えられている。このように、河川の分流は、古代から現代に至るまで広く行われるとともに、その用途も広がっている。

分流によって、洪水の防止軽減がはかられ、水需要がまかなわれ、土砂排除も期待される。しかし、分流に伴って、二次的な問題も生ずる。顕著な例が大河津分水にみられる。新信濃川（分水路）河口の野積海岸では、汀線が約500m伸び、信濃川河口の新潟西港西側の海岸では、流砂の減少によって汀線が250~300mも後退している。汀線の後退には、河口部に設けられた突堤の影響もあろうが、分流の影響の大きさが知られる。これほどではないにしても、分岐部より下流では、流量、流砂量が配分され、流水抵抗や河床勾配の変化を生ずることが推測される。分流機能を維持するとともに、分流に伴って派生する諸問題を解決するには、分流の水利機能および土砂水利機能、つまり、流量配分、流砂量配分を知ることが重要である。

開水路分流に関する研究には2つの系統がみられる。1つは、分岐部に分流構造物を設けない、いわゆる自然分流を対象としたもので、1つは、横越流堰を設けた場合である。これらの原点とも言える研究は、自然分流を対象としたものでは、Bulle<sup>3)</sup>（1927）、Habermaas<sup>4)</sup>（1935）の研究。横越流堰が設けられた場合については、De Marchi<sup>5)</sup>

(1934)の研究がみられる。Bulle は直線水路からある角度をもって分岐水路が取り付けられた、いわゆるT型分岐水路で、分水路の偏角を変化させた固定床実験を行い、偏角による流量・流砂量配分の変化を調べ、分岐に伴う二次流の強さを明らかにしている。これに続いて、Habermaasは、分水路への流砂量配分を抑える観点から、分岐部周辺に彎曲部を配置した固定床と移動床の実験を行って、分岐に伴う二次流をコントロールする分岐形状を調べている。これらの研究では、流量・流砂量配分に及ぼす分岐に伴う二次流、分岐部周辺の流路の平面形状の重要性が明らかにされている。一方、De Marchi は、水面形を表す線形微分方程式を解き、横越流量算定法を提案している。その後、いずれの系統の研究においても、20年余りの間、めばしいものがない。1950年～1970年になると、わが国において、分流の必要性もあって、流量配分と分岐部周辺の流況に関する研究が集中的に展開される。しかし、他の水工学の諸問題に比べ、研究の数は少ない。そして、その大半が、T型分岐で固定床水路を対象としている。これは、分岐部において、流量が変化するとともに、分岐に伴う二次流の発生など、現象が複雑なためである。これらの研究状況と問題点の概要はつぎのようである。

まず、自然分流についてみる。建設省土木研究所は、種々の模型実験を行って、その集大成とも言うべき分流設計法<sup>6)、7)</sup>を提案している。その中で、流量配分の算定に、不等流計算による方法を提案している。こうした模型実験の他は、すべて、T型分岐を対象としている。そして、固定床を対象としたものに、室田<sup>8)</sup>、中川・武内<sup>9)</sup>の研究がある。室田は、流況、流量配分、流砂量配分の全般にわたって検討している。等角写像によって、分岐部周辺の流況解析を行うとともに、限定条件付きながら、流量配分の算定式を提案している。また、流砂量配分の算定について、実験式を提案している。中川・武内は、流量配分の算定法を示すとともに、等角写像による流況解析を行っている。いずれの流量配分の算定法も、分岐に伴うエネルギー損失が考慮されてなく、その適用は限定される。分岐部周辺の流況解析は、分岐に伴う二次流が不明なため、上層の流れの解析にとどまり、下層の流れを説明するには至っていない。したがって、流砂量配分は、実験に頼らざるを得ない。広い水理条件下で流量・流砂量配分を予測するには、分岐に伴うエネルギー損失や二次流の評価法を明らかにする必要がある。一方、移動床実験を行ったのは、道上・村雲<sup>10)</sup>で、流砂量配分に関して、大まかには室田の実験式が適用できることを示すとともに、流砂量配分の算定について理論的な考察を行っている。

ついで、分流構造物が設けられた場合についてみる。先の建設省土木研究所における検討によって、従来の、堰、水門、段落ち等に関する計算法を適用することにより、流量配分は、ほぼ算定されることが明らかにされている。横越流堰に関しては、越流量算定式における流量係数の推定に着目されてきた。De Marchi は、流量係数を一定として取り扱ったが、流量係数はフルード数によって変化することから、中川・宇民<sup>11)</sup>、Subramanya・Awasthy<sup>12)</sup>、Raju・Prasad・Gupta<sup>13)</sup>は、流量係数とフルード数との関係を実験的に

求めている。分流構造物の水理機能はかなり解明されている。

以上、水路の全域で、流れが常流の場合について、これまでの主要な研究の状況と問題点を述べた。これらの研究において、一定の成果が得られているが、その対象は、固定床水路であり、主眼は流量配分におかれ、流砂量配分に関する研究の少ないことが知られよう。分流構造物が設けられた場合も同じで、構造物の土砂水理機能に関する研究はほとんど行われていない。そして、実河川は、種々の流路形状を有しているが、分岐部周辺の流路の平面形状を考慮した系統的な検討がなされていない。分流に関する研究は、このように強い制約条件下のものがほとんどである。分流によって洪水の防止軽減をはかり、安定な取水をし、あるいは土砂排除をするには、分岐部周辺の流況を把握するとともに、流量・流砂量配分、分岐部周辺の流路の平面形状、分岐部周辺の河床形状の間の関係を系統的に明らかにする必要がある。

著者<sup>14)~20)</sup>は、このような観点から、流量・流砂量配分、分岐部周辺の流路の平面形状、分岐部周辺の河床形状の間の関係および分岐部周辺の流況について、実験を主体とした検討を行ってきた。本論文は、こうした研究によって得られた成果をまとめたもので、その内容は、第2章から第6章に述べられる。各章の概要はつぎのとうりである。

第2章では、固定床T型分岐を対象として、分岐に伴う二次流に着目し、分岐部周辺における上層と下層の流れを調べるとともに、それらの簡単な解析法について考察する。まず、上層と下層の流れの性状の違いを明らかにするとともに、上層厚と下層厚について考察する。ついで、上層の流れの解析に、ポテンシャル流れを適用し、フーリエ級数を用いた解析解を導く。下層の流れに対しては、上層流の解に、二次流を重ね合せた解析法を検討する。そして、下層の流れより、流砂量配分の算定を試みる。

第3章では、種々の分岐部周辺の流路の平面形状を考慮し、Y型分岐（T型分岐を含む）と弯曲分岐の2種類の固定床水路を用いた多くの実験を行って、主・分水路の偏角による上層と下層の流れの性状の変化を示すとともに、エネルギー損失、流量・流砂量配分について考察する。分岐に伴うエネルギー損失に関しては、分岐部直下流の有効な流水断面幅と主・分水路の偏角との関係を明らかにし、エネルギー損失の算定法を提示する。流量配分については、エネルギー的な考察にもとづき、エネルギー損失を考慮した算定法を提案する。流砂量配分の算定については、主・分水路の偏角をパラメーターとして、実験データを整理し、その算定図を示す。ただし、T型分岐における流砂量配分は、第2章で提案される解析法によって算出され、実験値と比較検討される。

第4章では、第3章で用いられる実験水路によって、移動床実験を行い、流量・流砂量配分と主・分水路の偏角および分岐部周辺の河床形状との関係について考察する。まず、通水初期から平衡状態へ至るまでの状態を扱い、分岐部周辺に形成される洗掘孔について検討するとともに、流量・流砂量配分の変化と分岐部周辺の河床変動との関係について考察する。そして、流量配分の算定について、第3章で提案した方法を修正して適用する。



ついで、平衡状態における流量・流砂量配分の変化と交互砂州の関連性について考察する。

第5章では、分岐に伴う流水抵抗や平衡勾配の変化について検討する。これは、移動床水路における流量・流砂量配分の算定に必要なことでもある。まず、分岐部より下流の河床形態について、単水路における従来の領域区分図を、見やすい形に表示し直すとともに、分流部より下流の平衡勾配について考察する。ついで、実際の分流計画を対象とし、流砂量配分比の推定を行って、分流に伴う河床形態の変化を検討する。

第6章では、貯水池堆砂の防止軽減法に主眼をおき、横越流堰の土砂水理機能を検討する。まず、横越流堰のみを設けた場合について、T型分岐と弯曲分岐の流量・流砂量配分に関する実験的な検討をする。ついで、T型分岐で、横越流堰と本川横断ダムを設けた場合について、全流量が横越流する場合と分流の場合の横越砂特性を検討する。全流量横越流の場合は、横越流に伴うエネルギー損失について考察するとともに、越砂量と河床変動の関連性を明らかにする。分流の場合、横越流量公式の適用性を検討するとともに、流砂量配分の算定に、第2章で提案される解析法を適用する。また、本章において得られた知見にもとづき、貯水池堆砂の排除に参考となる指針について考察する。

最後に、これらの研究によって得られた成果を第7章にまとめて結論とする。

## 参 考 文 献

- 1) Needham, J. (東畑精一・薮内清監修) : 中国の科学と文明、第10巻(土木工学)、思索社、1979、pp. 386-400.
- 2) 土木学会編 : 明治以前の土木史、岩波書店、1968、pp. 102-103.
- 3) Committee on Sedimentation of Hydraulics Division : Sediment Control Method, Proc. ASEC, HY9, 1972, pp. 1647-1687. より引用
- 4) Habermaas, F. : Geschiebeeinwanderung in Werkkanäle und deren Verhinderung, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1935, pp. 97-103.
- 5) Chow, V. T. : Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., Inc., 1959, pp. 340-341. より引用
- 6) 神谷隆太郎 : 河川分流の設計法(1)、土木技術資料2-1、1960、pp. 9-12.
- 7) 芦田和男・土屋昭彦・神谷隆太郎 : 河川分流の設計法(2)、土木技術資料2-4、1960、pp. 129-133.
- 8) 室田明 : 開水路分水工の研究、土木学会論文集、第70号、別冊1-1、1960.
- 9) 中川博次・武内等 : 開水路分流に関する実験的考察、土木学会第22回年次講演会概要集、II-71、1967.
- 10) 道上正規・村雲治 : 分水路における土砂配分、土木学会第32回年次講演会概要

- 集、1977、pp.313-314.
- 11) 中川博次・宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究、京都大学防災研究所年報第9号、1966、pp.539-550.
  - 12) Subramanya、K.・S.C.Awasthy：Spatially Varied Flow Over SideWeirs、Journal of the Hydraulics Division、Proc.ASCE、HY 1、1972、pp. 1-10.
  - 13) Raju、K. G.・B.Prasad・S.K.Gupta：Side Weir in Rectangular Channel、Journal of the Hydraulics Division、Proc.ASCE、HY 5、1979、pp.547-554.
  - 14) 田中祐一朗・川合茂：河川分流に関する実験的研究、舞鶴工業高等専門学校紀要、第12号、1977、pp.139-153.
  - 15) 杉本修一・川合茂：分流に関する一理論解、舞鶴工業高等専門学校紀要、第14号、1979、pp.74-82.
  - 16) 芦田和男・川合茂：分岐部周辺における流れの水理特性について、京都大学防災研究所年報第22号、B-2、1979、pp.491-506.
  - 17) 川合茂・芦田和男：河川分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究、第25回水理講演会論文集、1981、pp.512-520.
  - 18) 川合茂・芦田和男：固定床開水路分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究、土木学会論文集、第405号、II-11、1989、pp.139-146.
  - 19) 川合茂：河川分流に伴う河床形態の領域変化に関する研究、舞鶴工業高等専門学校紀要、第24号、1989、pp.108-112.
  - 20) 芦田和男・江頭進治・川合茂・安達慎也：横越流堰の流砂調節に関する実験的研究、水工学論文集第35巻、1991、pp.507-512.

## 第2章 分岐部周辺の流れの特性と解析法に関する研究

### 2.1 概 説

分岐部周辺の流れは、上層の流れと下層の流れが異なることに特徴づけられる。これは、分岐に伴う二次流の発生・発達によるものである。分岐に伴う二次流の影響の大きさを最初に明らかにしたのは Bulle で、直線水路に分水路が取り付けられたT型分岐水路の実験により、下層の流れは主に分水路へ入り、上層流は直進する傾向が確かめられている<sup>1)</sup>。こうした流れによって、分岐部周辺では、水衝部や剥離域の形成がみられるとともに、局所的な洗掘や堆積が生ずる。分流の基本的な問題である流量配分や流砂量配分の予測の面からは勿論のこと、分流構造物の維持管理面からも、分岐部周辺における流況特性を把握することが重要である。

分岐部周辺の流況に関する研究は、理論的にも、実験的にも行われているが、現象の複雑さもあって十分でなく、上層の流れと下層の流れの違いを説明するには至っていない。従来の主要な研究を概観してみる。

理論的な研究は、ポテンシャル流れにもとづいたもので、等角写像を適用したものが大半である。写像計算は、流量配分の算定を目的として Milne-Thomson<sup>2)</sup> が最初に行っている。分岐部周辺における流況に着目した解析は、室田<sup>3)</sup>、中川・武内<sup>4)</sup> によって行われている。室田は、有限幅水槽からの対称流出の解に一樣流を重ね合わせることによって、開口部上流端断面の水面形を検討している。中川・武内は、憩流点が開口部下流端より下流に位置する場合について写像計算を行い、得られた分流境界流線と実験結果を比較して、上層の流れへの適用が可能であることを示している。等角写像においては、憩流点の位置を開口部下流端に設定するか、それより下流に設定するかによって解が異なる。また、得られる解は煩雑であり、分岐部周辺全域の流線や流速分布を求めるには、さらに、煩雑な計算を必要とする。著者ら<sup>5)</sup> は、ポテンシャル流れではあるが、フーリエ級数による解析解を導いている。著者らの方法は流線や流速分布が容易に得られる。一方、Blest<sup>6)</sup> は、Navier-Stokes の方程式を線型化し、その数値解を得ているが、線型化において粘性流を仮定しているため、適用は低レイノルズ数の場合に限られる。いずれの理論的な研究も、上層の流れを対象としたもので、下層の流れを対象としたものはない。このことは、分岐に伴う二次流の解明の困難さによるものである。したがって、下層の流れに関しては、実験的なアプローチが行われている。室田<sup>7)</sup> は、上層と下層の流線のずれに関し、上層流線からの下層流線のずれ  $\varepsilon$  と、上層流線と下層流線がずれはじめる点からの上層流線の延長距離  $\xi$  との関係調べ、 $\varepsilon = k\xi^2$  なる関係を見いだして、二次流速を求めている。し

かし、比例係数 $k$ や、上層流線と下層流線がずれはじめる点の決定に関する問題が残され、一般性に劣る面がある。中川・武内<sup>8)</sup>は、分岐部とその上流の2断面の流速分布測定より、その分布特性の違いを調べるとともに、上層厚および下層厚を検討している。これらの他、分岐部の上・下流間におけるフルード数や水深の関係<sup>9)、10)</sup>について検討したものがみられるが、分岐部の流況に関しては、実験事実を示しているにとどまっている。

分岐部周辺の流況に関する研究は、上述のような状況で、ポテンシャル流れにもとづく解析と上層と下層の流線のずれに関する実験的研究については一定の成果がみられるが、上層の流れと下層の流れの違いを具体的に説明するには至っていない。こうした状況は、分岐部で流量が変化することや、二次流が発生・発達することなど、その現象が複雑なため、また、こうした場における測定の困難さのためである。分岐部周辺の流れを実験的・理論的に把握する必要がある。

本章では、最も簡単な分岐形状であるT型分岐を対象とし、まず、水素気泡法による実験を行い、上層と下層の流れの違いを明らかにするとともに、流速分布特性を調べ、上層厚および下層厚について検討する。また、上層と下層の流線のずれの要因について考察する。ついで、上層と下層の流れの解析法について検討する。上層の流れについては、ポテンシャル流れを想定し、フーリエ級数を用いた解析法を示す。下層の流れについては、弯曲流路において提唱されている二次流を導入し、それと上層の流れを重ね合わせる方法を検討する。

## 2.2 流れの特性に関する実験的考察<sup>11)、12)</sup>

### 2.2.1 実験の概要

分岐部周辺の流況を把握するため、水素気泡法による実験を行った。実験水路は、図-2.1に示すように、T型分岐の亚克力製水路である。その諸元は、主水路長5.0 m、主水路幅15 cm、分水路長1.5 m、分水路幅6 cmである。流量配分のコントロールのために、主・分水路の下流端には全幅堰が設けられている。流体は、水素気泡の飛散を防ぐため、水とグリセリンの混合物とした。また、流体の電気分解を促進させるために水酸化ナトリウムを混入している。水素気泡発生のためのプローブには白金線およびテフロン線が用いられた。いずれも $\phi = 0.5 \text{ mm}$ である。白金線は流速測定に、テフロン線は約3 cm間隔に被覆し、流線測定に用いられた。流線、流速の測定は、図-2.2に示すように、発生させた水素気泡に、水路側面からスリット光を当て、水路下方より写真撮影することによって求められた。

実験条件は、表-2.1に示すとうり、分水路の偏角 $\theta_2$ は $25^\circ$ と $50^\circ$ の2種類、流量配分比(分水路流量/全流量)は0.3、0.422とした。いずれのケースも、水路縦断方向に、開口部を含む1.0 mの範囲の25断面で、また、水深方向には、6～7点で水素気泡

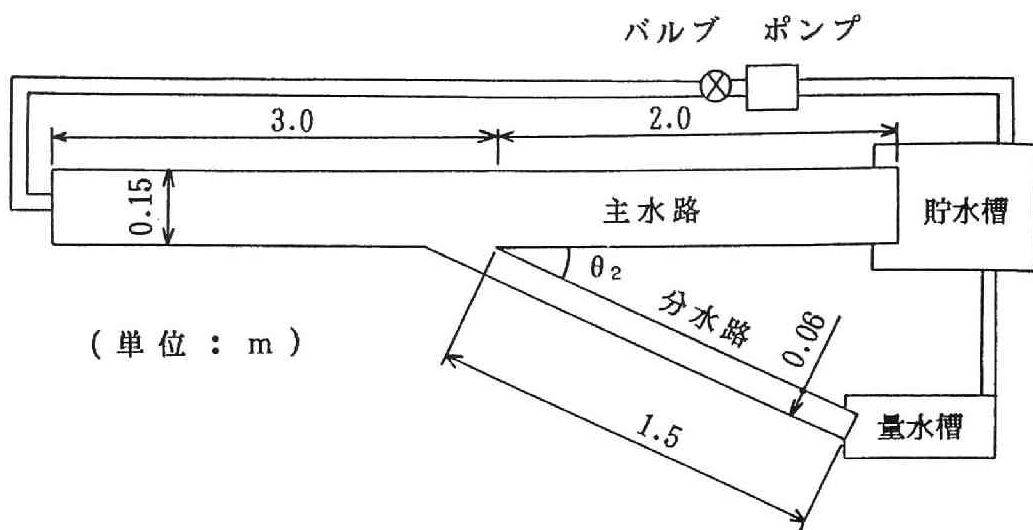


図-2. 1 実験水路概略図

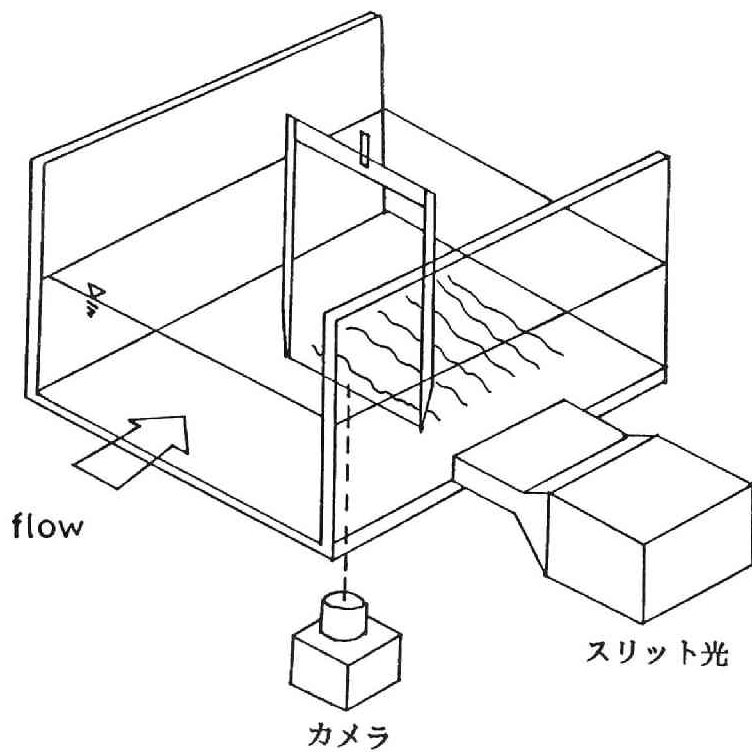


図-2. 2 測定概略図

を発生させ、流速、流線を測定した。水位測定にはポイントゲージが用いられた。なお、水路床勾配は0である。

表-2. 1 実験条件

Exp. No.	$\theta_2$ (deg)	$Q$ (l/s)	$\kappa$	$\mu$ (Pa·sec)	Re
2A-1	25	1.60	0.422	0.83	1023
2A-2	25	0.85	0.300	0.52	514
2A-3	50	0.85	0.300	0.62	654

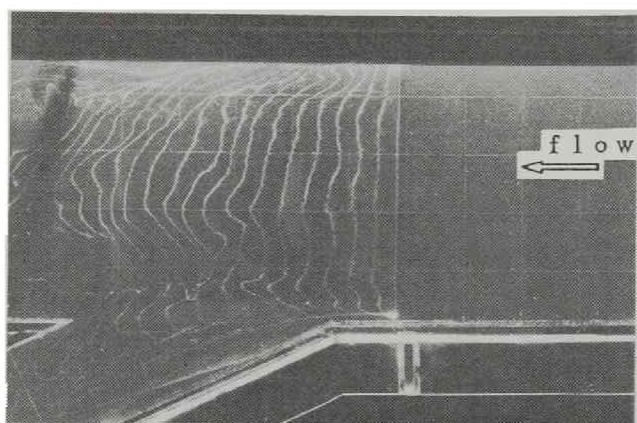
## 2. 2. 2 実験結果と考察

### (1) 上層および下層のフローパターン

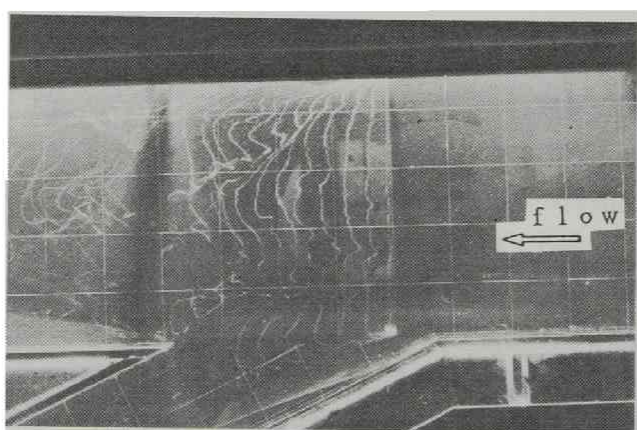
撮影された水素気泡列から、上層の流れと下層の流れの違いをみる。写真-2. 1 (a)、(b)、(c)に、無次元深さ  $z/H$  ( $z$ : 水路床からの距離、 $H$ : 水深) が 0.69、0.46 および 0.23 の3層における水素気泡列を示す。これは、Exp.No. 2A-2 のケースで、分水路の偏角が  $\theta_2 = 25^\circ$  の場合である。写真に写っている正方メッシュの間隔は3cmである。写真(a) ( $z/H = 0.69$ ) および(b) ( $z/H = 0.46$ ) の場合、右岸側では、剥離傾向が、開口部近傍では、流れの加速がみられるが、水路中央部の気泡列の間隔は、ほぼ等しく、横断方向変化も小さく、直進性を示している。ポテンシャル流れに近い状態と見なせる。写真(c) ( $z/H = 0.23$ ) の場合、直進傾向はまだ強いものの、開口部近傍の流れは分水路へ曲げられ、気泡列の間隔も横断方向に一定でなく、流速の流下方向成分の低流速帯が現われている。左岸側の低流速帯は、分流境界流線近傍のようである。写真(c)が、(a)や(b)の層と異なる性状を示すのは、分岐に伴う二次流によるものと思われる。

写真(c)の深さより水路床にかけての流れはより分水路へ曲げられるが、基本的なパターンは(c)と同じである。しかし、時折、写真-2. 2 (a)、(b)にみられるような流れが生ずる。同写真(a)のように、流れがすべて分水路へ曲げられると、その直下流では、写真(b)のように、水路横断方向の全域で逆流領域となり、上昇流、下降流が混在する様子がみられる。また、開口部下流端直下流(3cm下流)においては、写真-2. 3 (a)に示すような、顕著な渦管が逆流して分水路へ流れ込むといった、上層ではみられない流れがみられる。この写真は、Exp.No. 2A-3のケースで、分水路の偏角が  $\theta_2 = 50^\circ$  の場合である。 $\theta_2 = 25^\circ$  においても渦管の逆流は生ずるが、これほど顕著ではない。

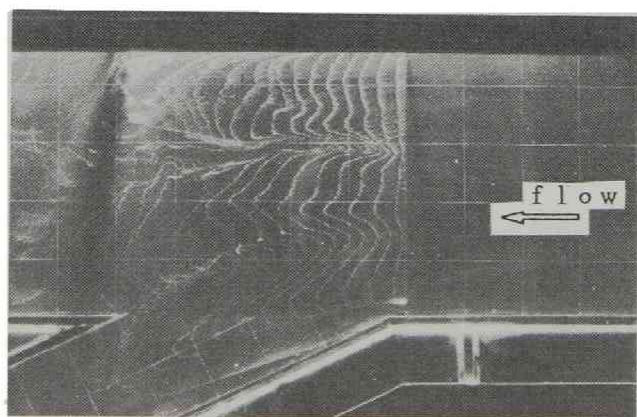




(a)  $z/H=0.69$

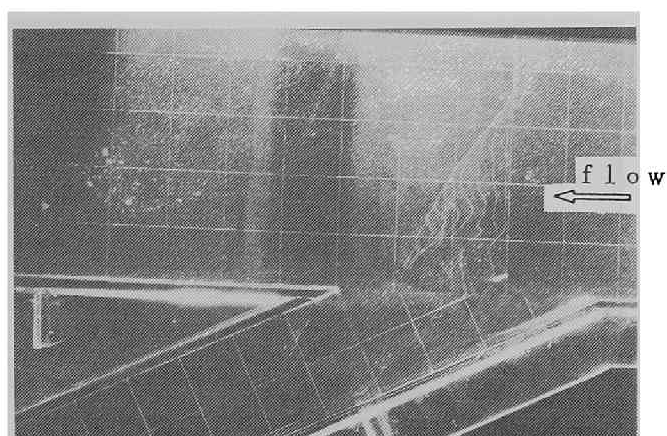


(b)  $z/H=0.46$



(c)  $z/H=0.23$

写真-2. 1 水素気泡列 (Exp. No. 2A-2)



(a)  $z/H=0.11$



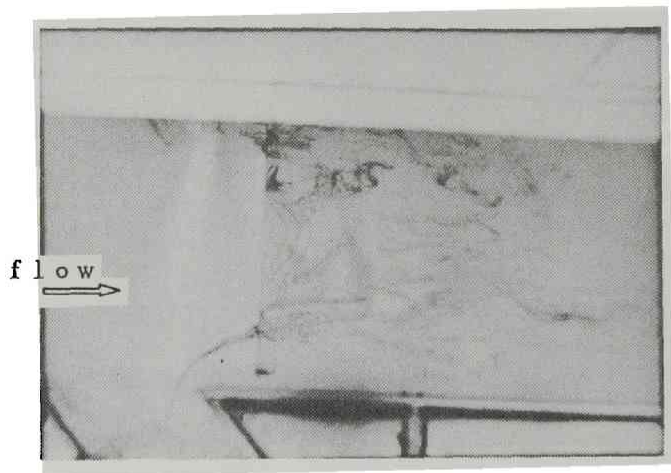
(b)  $z/H=0.11$

写真-2. 2 水素気泡列 (Exp. No. 2A-2)

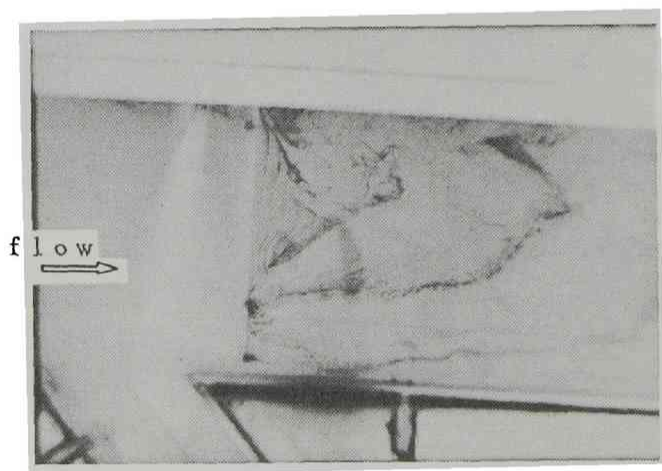
ところで、この渦管の逆流は常に生じているのではなく、周期的に発生する。発生の状況は、左岸側の剥離域において生成された渦が右岸側へ伝播し、右岸近く（本実験では右岸より約3 cm）まで伝播してきたときに戻り流に乗って分水路へ流れ込む。この逆流渦が発生しない場合の状況は、写真-2. 3 (b) のとうりで、逆流渦発生地点の流速はほぼ0となっている。分岐部における逆流域の発生や、分岐部直下流における逆流渦の発生は、分岐部周辺の局所的河床変動に影響するものと思われる。

上層の流れと下層の流れのパターンの違いが知られた。以下、測定された流速をもとに、上層と下層の流れを調べる。





(a)  $z/H=0.11$



(b)  $z/H=0.11$

写真-2.3 水素気泡列 (Exp. No. 2A-3)

## (2) 流速分布

本川水路に沿った、流下方向 ( $x$  方向) の流速を  $u$ 、水路横断方向 ( $y$  方向で、分水路へ向かう方向が正) の流速を  $v$  とし、 $z/H=0.69$ 、 $0.46$ 、 $0.11$  の 3 層の等流速線図を示したのが、図-2.3 および図-2.4 である。 $u$ 、 $v$  は、いずれも分岐の影響が及ばない上流部の断面平均流速  $U_0$  で無次元化して表している。まず、図-2.3 に示す  $u$  の分布形をみる。図示のように、いずれの層においても、全般に、分岐部より上流の流速が大きく、下流部では小さい。分岐部の上流より下流の方が流量が小さいためである。また、右

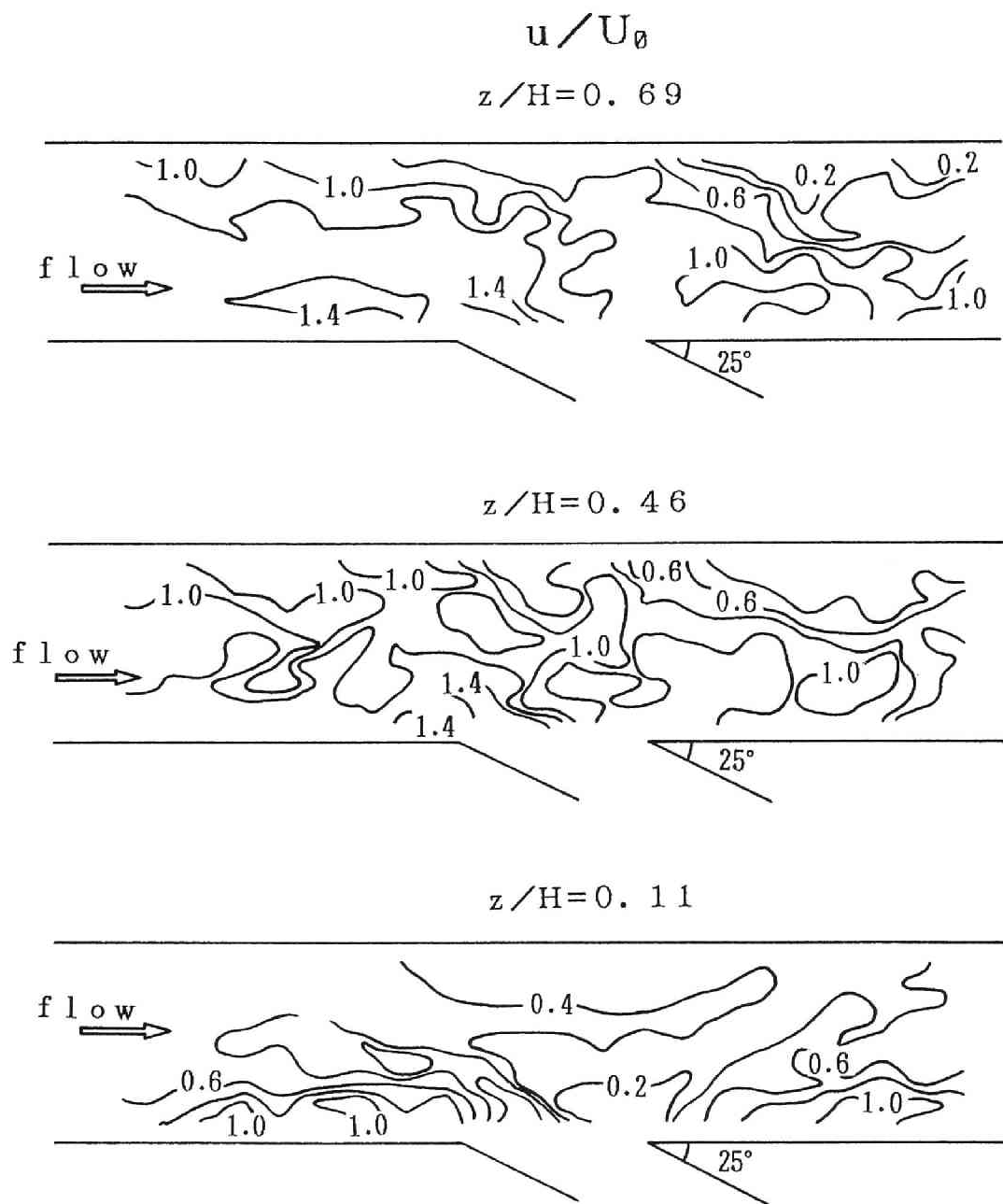


図-2.3 流速  $u/U_0$  の分布

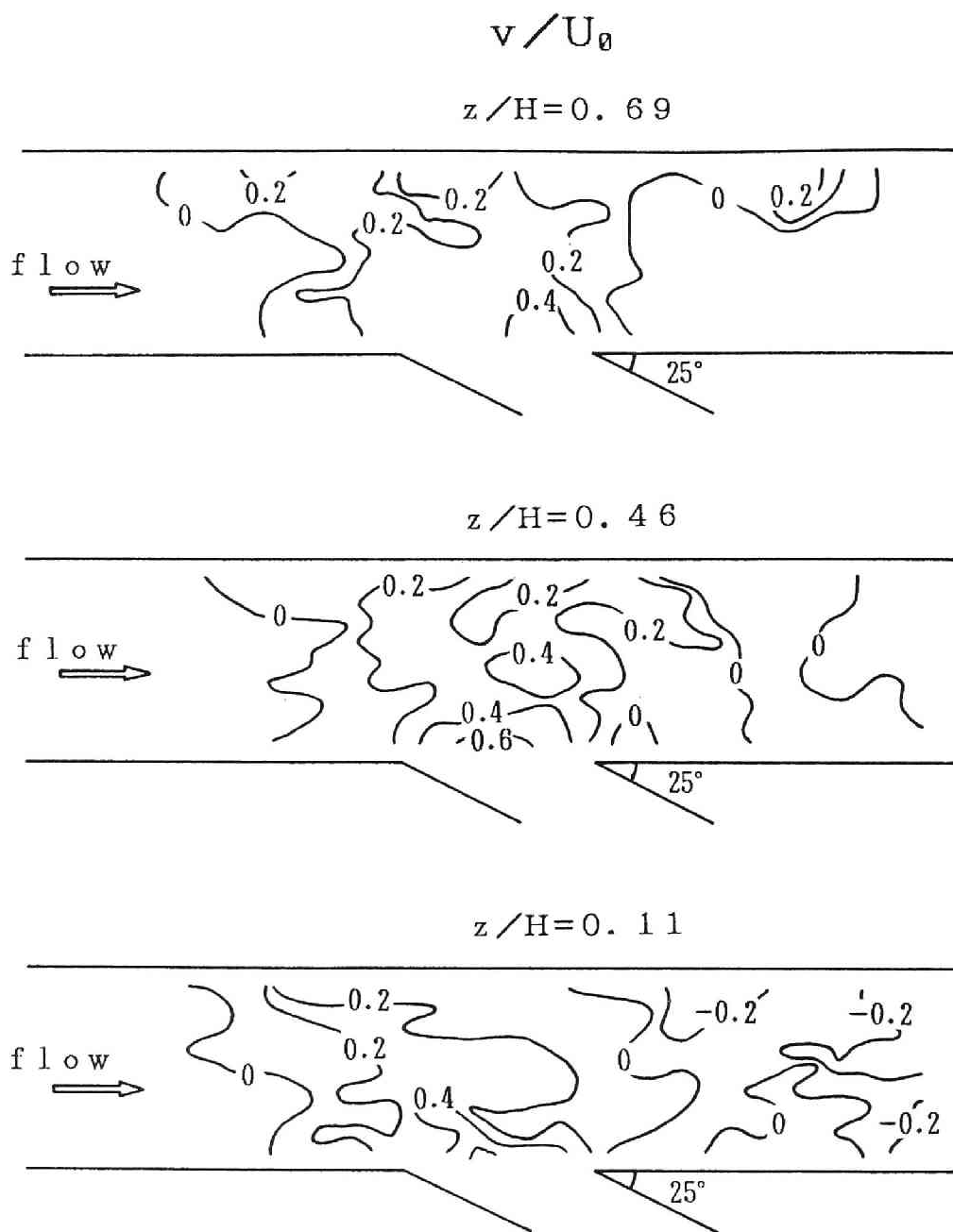


図-2.4 流速  $v/U_0$  の分布

岸側（分水路側）が大きく、左岸側が小さい。上流部では、分岐部における右岸側の断面の拡大によって、流れが加速されるためである。下流部では、分岐に伴う流線の曲がりによって、流れが右岸側に集中するためである。このように、いずれの層においても同じ分布形を示す。つづいて、流速値をみる。 $z/H = 0.69, 0.46$  では、ほぼ同じ流速値を示すが、 $z/H = 0.11$  ではかなり小さくなる。そして、水路中央部における開口部直上流と直下流の流速の低下をみると、 $z/H = 0.69, 0.46$  では、 $u/U_0 \doteq 1.2$  から  $u/U_0 \doteq 0.6 \sim 1.0$ 、 $z/H = 0.11$  では、 $u/U_0 \doteq 0.6 \sim 0.8$  から  $u/U_0 \doteq 0.4 \sim 0.6$  となって、いずれの層においても、2割から3割程度の低下となる。しかし、 $z/H = 0.11$  の開口部下流端付近では  $u/U_0 \doteq 0.2 \sim 0.4$  で、5割から6割程度の低下がみられる。これは、分岐に伴う二次流によって、流線が分水路へより大きく曲げられるためと思われる。また、写真-2.3にみられる周期的な逆流渦の存在も影響しているものと推察される。

つぎに、図-2.4に示す  $y$  方向流速  $v/U_0$  の状況をみる。流速  $v$  は、流線と流速  $u$  から求めたものである。3つの層のいずれにおいても  $v$  は分岐部周辺でのみ発生し、分布形状も大差なく、開口部周辺で大きくなっている。そして、先の  $u/U_0$  の場合、下層ほど流速は小さくなっているが、 $v/U_0$  は、上層も下層も大差ない。これは、下層ほど、分岐に伴う二次流による  $v$  成分が大きくなるためと思われる。 $u/U_0$  の場合と考え合わせると、流線は下層ほど曲げられることがわかる。また、 $v/U_0$  の最大値は、 $z/H = 0.69$  の場合、開口部下流端近くに現れるが、 $z/H$  が小さくなるほど上流へ移る傾向がみられる。

### （3） 上層と下層の流線のねじれに関する考察

従来より、分水路へ入る掃流砂量の全掃流砂量に対する比率、流砂量配分比  $\kappa_g$  は、分水路へ入る流量の全流量に対する比率、流量配分比  $\kappa$  より大きく、 $\kappa_g \doteq 2\kappa^{13})$ 、<sup>14)</sup> なる関係が実験的に明らかにされている。そして、このことは、分岐に伴う二次流によって、下層の流線がより大きく分水路へ曲げられるためと説明されている。従来の結果を再確認したのが図-2.5で、分岐部周辺における上層 ( $z/H = 0.69$ ) と下層 ( $z/H = 0.11$ ) の流跡線を比較している。図示のように、上・下層のいずれの流跡線も分水路へ向かって曲がっているが、その曲がりの程度は、下層の流跡線の方が上層のそれより大きい。そこで、上層と下層の流跡線の曲率の差が生ずる深さを調べる。図-2.6を参照して、分岐部より上流における分離流線幅、つまり、分水路取り付け側の側壁より分流境界流跡線までの距離を  $b$  とし、それと水路幅  $B$  との比、分離流線幅比  $b/B$  の水深方向の変化を調べたのが図-2.7で、深さ  $z/H$  は、水路床からの距離  $z$  を水深で無次元化して表している。図中の○印は分水路の偏角  $\theta_2 = 25^\circ$ 、●印は  $\theta_2 = 50^\circ$  の場合で、いずれも流量配分比  $\kappa$  は0.3である。この分離流線幅比は、各深さにおける流量配分比を表す。図示のように、水面から水深の6～7割程度までは、分離流線幅比  $b/B$  はほぼ一定で、 $b/B \doteq 0.3$  となり流量配分比  $\kappa$  に等しい。6～7割水深から水路床近傍までは、分離流

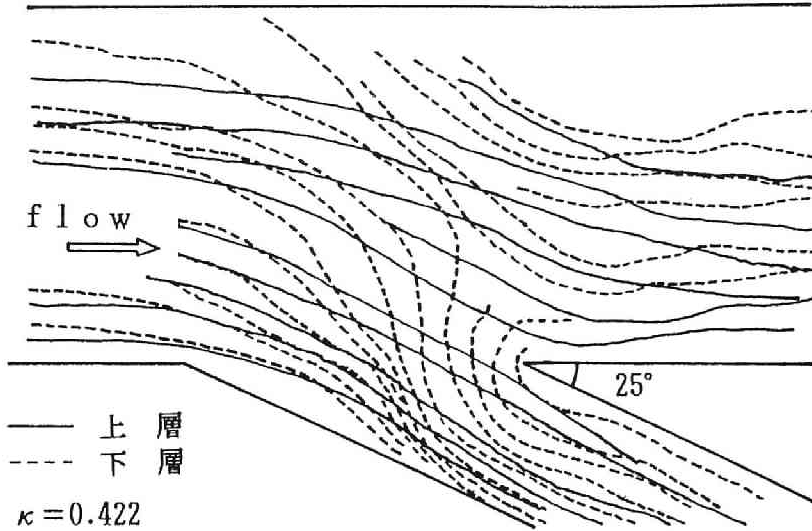


図-2.5 上層と下層の流線の比較

線幅比  $b/B$  は 0.3 より大きくなり、 $z/H = 0.05$  付近においては  $b/B = 0.9$  にまで達している。この分離流線幅比の水深方向変化および前述の深さによる気泡列のパターンの違いより、分岐部周辺における上層とは、水面から水深の 6～7 割程度までの深さであり、下層とは、水路床から水深の 3～4 割程度までと思われる。こうした結果は、中川・武内<sup>15)</sup> および移動床実験における道上・村雲<sup>16)</sup> の測定結果とも一致している。

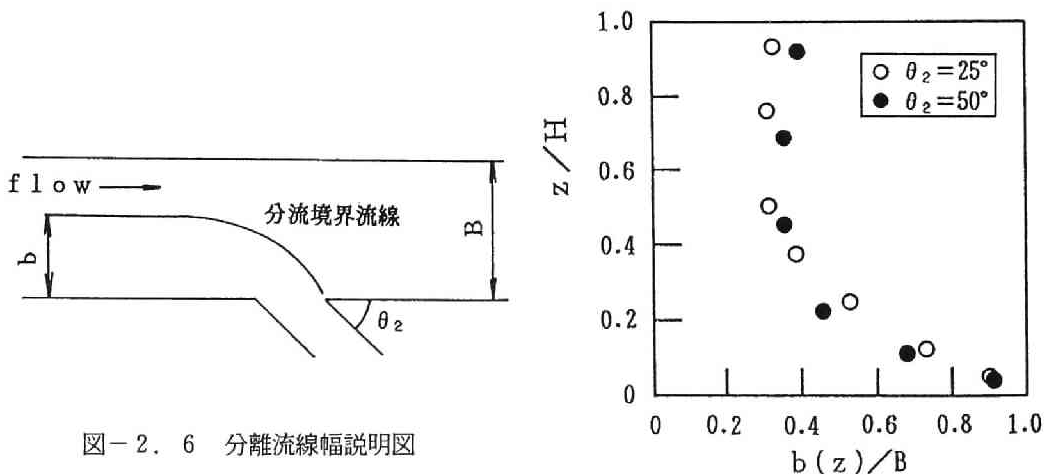


図-2.6 分離流線幅説明図

図-2.7 分離流線幅比の水深方向変化

上層厚と下層厚について、水路床 ( $z=0$ ) から水面 ( $z=h$ ) までのエネルギー逸散の面から調べてみる。エネルギー逸散  $\Phi$  は、

$$\Phi = \int_0^z \tau \frac{du}{dz} dz \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

と表される。ここに、 $\tau$  はせん断力で、水路床でのせん断力を  $\tau_0$  とすると、

$$\tau = (1 - \frac{z}{h}) \tau_0 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

と表される。流速分布は、粘性底層厚を  $\delta$  とし、 $0 \leq z \leq \delta$  において、

$$\frac{u}{u_*} = \frac{u_* z}{\nu} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$\delta \leq z \leq h$  において、滑面に対する対数則

$$\frac{u}{u_*} = 5.5 + 5.75 \log \frac{u_* z}{\nu} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

を与える。ここに、 $\nu$  は動粘性係数である。 $u_* \delta / \nu = 11.6$  として、(2.2) 式～(2.4) 式を (2.1) 式に代入して得られたエネルギー逸散の  $z$  方向変化を示したのが図-2.8で、水深にわたる全エネルギー逸散  $\Phi_T$  と  $z=z$  におけるエネルギー逸散  $\Phi_z$  の比  $\Phi_z / \Phi_T$  と  $z/h$  との関係を示す。図示のように、水深  $h$  と粘性底層厚  $\delta$  の比  $h/\delta$  の広い範囲において、水路床から水深の3～4割程度のところまでの層で、散逸全エネルギーの95%～97%が散逸されており、上述の実験結果と一致している。つまり、下層と

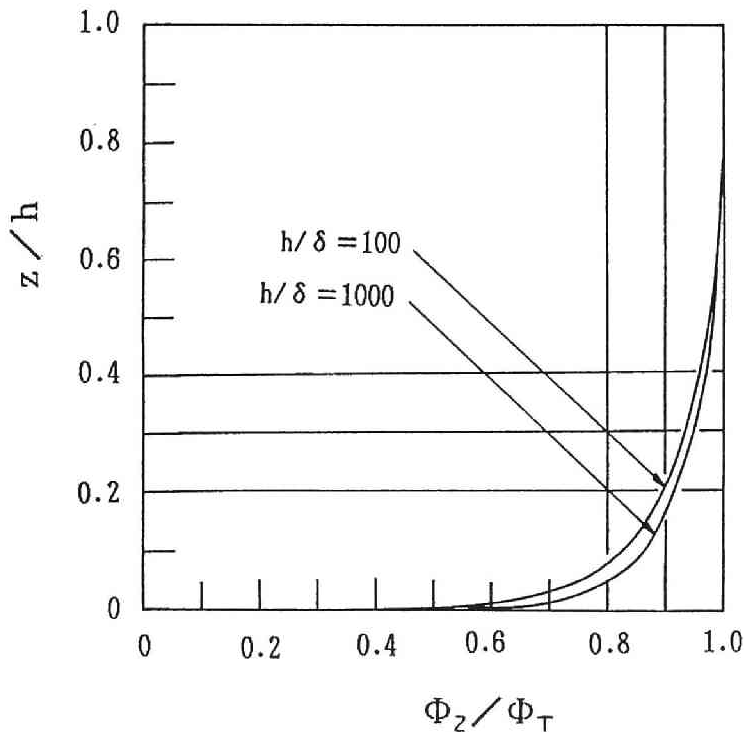


図-2.8 エネルギー逸散の水深方向変化

は、エネルギーが散逸される層であるといえる。

ついで、上層の流線と下層の流線のずれを生み出す流れの機構について調べる。上層と下層の流線のずれを生み出す要因の一つは、 $y$  方向流速  $v$  の水深方向変化が考えられる。しかし、(2) で述べたように、 $v$  は  $x$  方向および  $y$  方向には変化するが、水深方向の変化は小さい。いま一度、 $v$  の変化をみる。 $y$  方向に平均した  $v$  の水深方向の変化を示したのが図-2.9 で、 $\theta_2 = 25^\circ$  の場合である。水路床近傍の  $v$  は若干大きくなるが、水面から水路床近傍まで大きな変化はない。そこで、流向偏角  $v(z)/u(z)$  の縦断変化を調べたのが図-2.10 (a)、(b) である。(a) 図は  $\theta_2 = 25^\circ$ 、(b) 図は  $\theta_2 = 50^\circ$  の場合である。いずれの値も各水深における  $y$  方向の平均値である。流向は開口部周辺で大きく分水路側に向くとともに、その値は水路床近傍で大きくなることから知られる。水路床から水深の1割程度までは、 $\theta_2 = 25^\circ$  の場合、 $v(z)/u(z) = 0.8 \sim 1.3$ 、 $\theta_2 = 50^\circ$  の場合は  $v(z)/u(z) \approx 1.6$  に達するのに対し、それより上層では、いずれの場合も  $v(z)/u(z) = 0.3 \sim 0.5$  とかなり小さくなっている。水路床から水深の1割程度までの流れと、それより上層の流れのずれは、主に、 $u(z)$  の鉛直分布に起因するようにみえる。しかし、これは見かけ上の結果で、上層と下層の流線のずれの機構はつぎのような理由によるものと思われる。つまり、一般に、水路床からの距離  $z$  が小さいほど流速は小さくなる。一方、分岐に伴って生ずる二次流速は、 $z$  が小さいほど大きくなるものと思われる。こうしたことから、 $y$  方向の流速  $v(z)$  が  $z$  方向にあまり変化せず、 $x$  方向の流速  $u(z)$

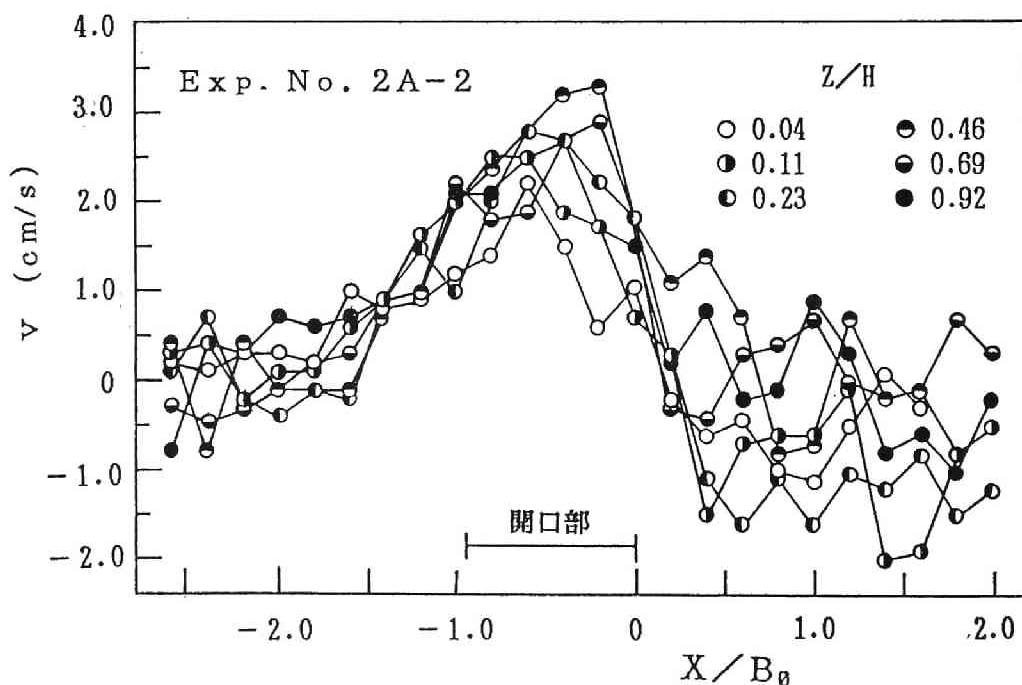


図-2.9 流速  $v$  の水深方向および縦断変化

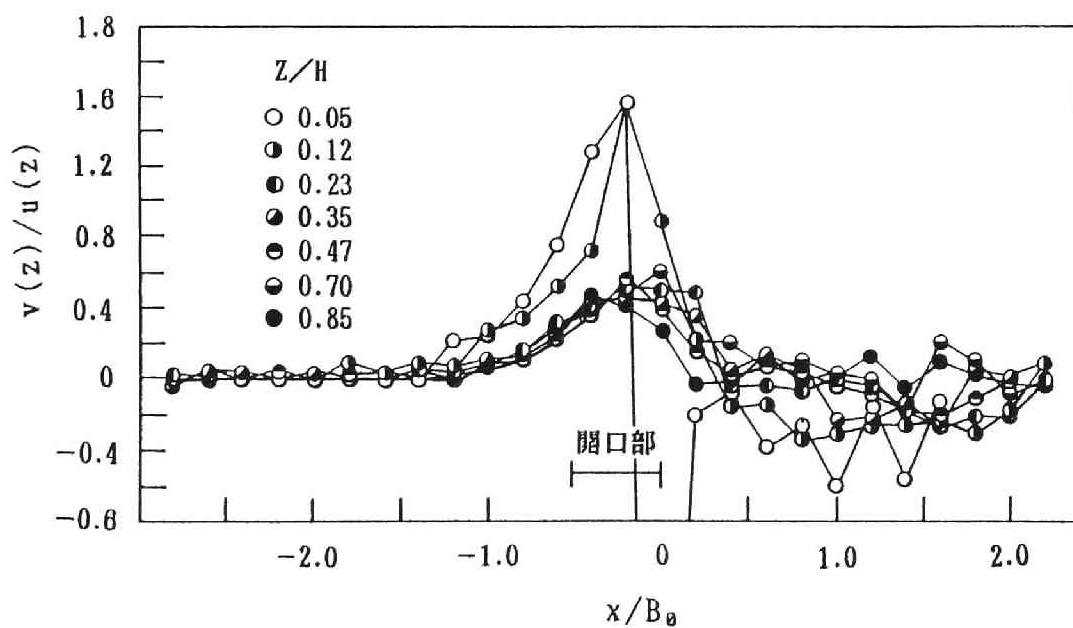
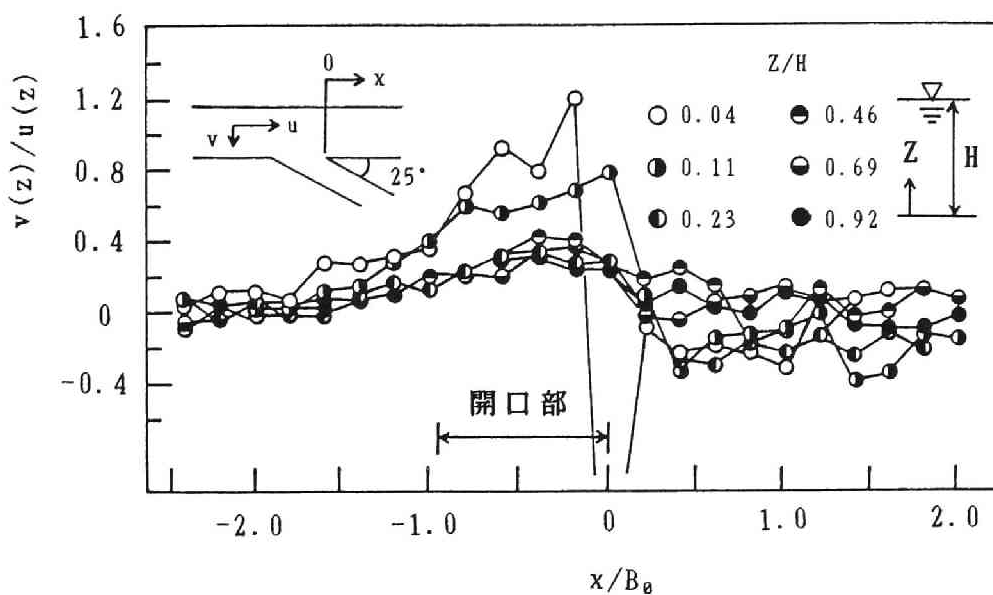


図-2.10 流向偏角の水深方向および縦断変化



は、 $z$  が小さいほど、より小さくなって、その結果、上層流線より下層流線の方が分水路側へ曲げられるものと推察される。なお、図-2.7より知られるように、水路床から水深の1割程度のところの分離流線幅比の値は約0.6であり、流量配分比  $\kappa$  の2倍となっている。流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  の関係に一致する。

## 2.3 解析法

### 2.3.1 上層の流れ

(1) ポテンシャル流れにもとづく解析解の誘導<sup>17)</sup>

前節において述べたように、水路床から水深の4割程度の下層を除いた流れは、おおむねポテンシャル流れの適用が可能な領域と考えられる。そこで、ポテンシャル流れを仮定し、フーリエ級数を用いた解析解を導出する。

図-2.11に示すように、O P Q Rに囲まれた分岐部を含む領域を考える。O点を原点とし、流下方向を  $x$ 、水路横断方向を  $y$  とする。区間 S T が開口部で、 $y$  軸 O R から開口部上流端 S までの距離を  $L_1$ 、T までの距離を  $L_2$ 、P Q までの距離を  $L_3$  とする。また、 $y$  軸 O R を分流の影響が無いところに設定すると、そこでの流速は一樣とみなせるから、それを  $U_0$  とする。

流れ関数を  $\Psi$ 、 $x$  方向の流速を  $u_x$ 、 $y$  方向の流速を  $u_y$  とすると、次式が成り立つ。

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

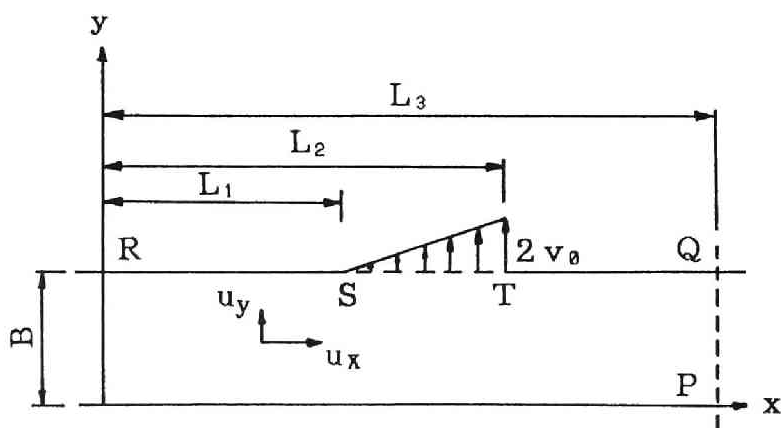


図-2.11 座標系と記号の説明図

$$u_x = \frac{\partial \Psi}{\partial y}, u_y = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

式(2.5)の解を次式のように仮定する。

$$\Psi = U_0 y + \sum_{n=0}^{\infty} H_n \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} x \sinh \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} y \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

上式におけるフーリエ級数の係数  $H_n$  は境界条件より定められる。境界条件として、 $y = B$  における流れ関数を与える必要がある。そのためには、開口部 S-T 間における分水路への流出流速を知る必要がある。写真-2.1 (a)、(b) や図-2.4 より知られるように、上層における  $y$  方向流速  $v$  は、開口部下流端近くで大きくなることから、図-2.11 に示す流速分布形、つまり、S 点で 0、T 点で  $2v_0$  となる三角形分布を仮定する。すると、 $y = B$  における流れ関数  $\Psi_B$  は、

$$\left. \begin{aligned} U_0 B - \Psi_B &= \frac{v_0}{L_2 - L_1} (x - L_1)^2 \quad (L_1 \leq x \leq L_2) \\ U_0 B - \Psi_B &= v_0 (L_2 - L_1) \quad (L_2 \leq x \leq L_3) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

と表される。(2.8)式の右辺を次式のように表す。

$$\left. \begin{aligned} \frac{v_0}{L_2 - L_1} (x - L_1)^2 &= \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} x \quad (L_1 \leq x \leq L_2) \\ v_0 (L_2 - L_1) &= \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} x \quad (L_2 \leq x \leq L_3) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.9)$$

上式の係数  $A_n$ 、 $D_n$  は、それぞれ、つぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_n &= \frac{2}{L_3} \int_{L_1}^{L_2} \frac{v_0 (\lambda - L_1)^2}{L_2 - L_1} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} \lambda d\lambda \\ D_n &= \frac{2}{L_3} \int_{L_2}^{L_3} v_0 (L_2 - L_1) \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} \lambda d\lambda \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

したがって、 $y = B$  における流れ関数  $\Psi_B$  は、

$$\Psi_B = U_0 B - \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} x - \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L_3} x \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

と表される。(2.7)式と(2.11)式から、 $H_n$  を  $A_n$  と  $D_n$  によって表すと、次式のようになる。

$$H_n = -\frac{A_n + D_n}{\sinh(mB/L_3)} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

ここに、 $m = (2n+1)\pi/2$  である。(2.10)式を(2.12)式に代入し、積分を実行

すると、

$$H_n = - \frac{4 v_0 L_3^2}{(L_2 - L_1)} \frac{\frac{L_2 - L_1}{L_3} \sin \frac{m L_2}{L_3} - \frac{2}{m} \sin \frac{m(L_1 + L_2)}{2 L_3} \sin \frac{m(L_2 - L_1)}{2 L_3}}{m^2 \sinh(m B / L_3)} \quad (2.13)$$

を得る。流量配分比  $\kappa$  (分水路流量/全流量) は、

$$\kappa = v_0 (L_2 - L_1) / U_0 B \quad (2.14)$$

と表されるから、(2.5) 式はつぎのように表される。

$$\Psi = U_0 y - \kappa U_0 B \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sin \frac{m x}{L_3} \sinh \frac{m y}{L_3} \quad (2.15)$$

$$C_n = 4 \frac{\frac{L_3}{L_2 - L_1} \sin \frac{m L_2}{L_3} - \frac{2}{m} \left( \frac{L_3}{L_2 - L_1} \right)^2 \sin \frac{m(L_1 + L_2)}{2 L_3} \sin \frac{m(L_2 - L_1)}{2 L_3}}{m^2 \sinh(m B / L_3)} \quad (2.16)$$

一方、流速  $u$ 、 $v$  は(2.6) 式、(2.15) 式よりつぎのようになる。

$$\frac{u_x}{U_0} = 1 - \kappa \frac{B}{L_3} \sum_{n=0}^{\infty} m C_n \sin \frac{m x}{L_3} \cosh \frac{m y}{L_3} \quad (2.17)$$

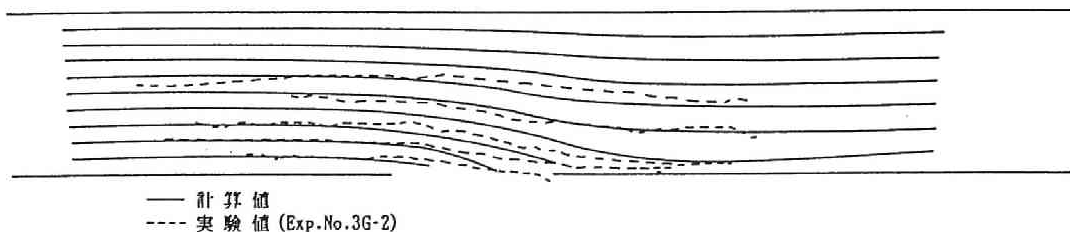
$$\frac{u_y}{U_0} = \kappa \frac{B}{L_3} \sum_{n=0}^{\infty} m C_n \cos \frac{m x}{L_3} \sinh \frac{m y}{L_3} \quad (2.18)$$

以上のように、簡単な形で表示される流れ関数や流速分布式が得られた。流量配分比  $\kappa$  が与えられれば、(2.15) 式～(2.18) 式により、流線や流速分布が容易に求められる。なお、流量配分比の予測法については第3章で述べられる。

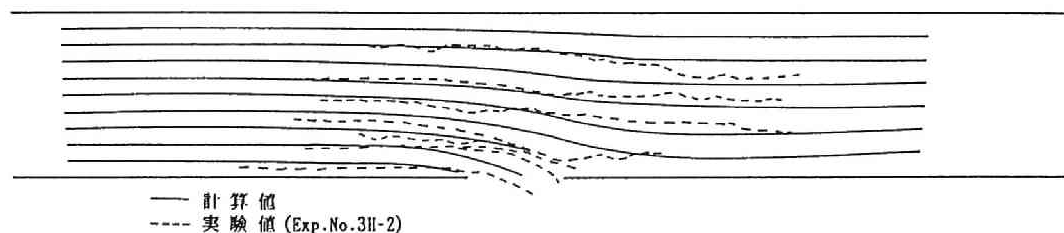
## (2) 解析解と実験値の比較

得られた分岐部周辺の流れ関数式(2.15) 式および流速分布式(2.17) 式の適用性について検討する。計算は、流量配分比  $\kappa$  が0.322 と0.303 の2 ケースについて行っている。これは、第3章のY型分岐固定床実験の結果で、表-3.1 に示される Exp.No. 3 G-2 ( $\theta_1=0$ 、 $\theta_2=30^\circ$ 、 $\kappa=0.322$ ) と3 H-2 ( $\theta_1=0$ 、 $\theta_2=60^\circ$ 、 $\kappa=0.303$ ) のケースである。

まず、流線形状についてみる。図-2.12 (a)、(b) に計算値と実測値を比較している。(a) 図は  $\theta_2=30^\circ$ 、(b) 図は  $\theta_2=60^\circ$  の場合である。いずれの場合も、開口部近傍を除くと、計算流線の形状と実験流跡線の形状は比較的よく一致している。開口部近傍における計算流線の形状と実験流跡線のずれは、開口部において仮定した流速分布によるものと思われる。ついで、流速  $u_x$  の分布をみる。図-2.13 (a)、(b) に、(2.17) 式



(a)  $\theta_2 = 30^\circ$  の場合



(b)  $\theta_2 = 60^\circ$  の場合

図-2.12 計算流線と実験流線の比較（上層）

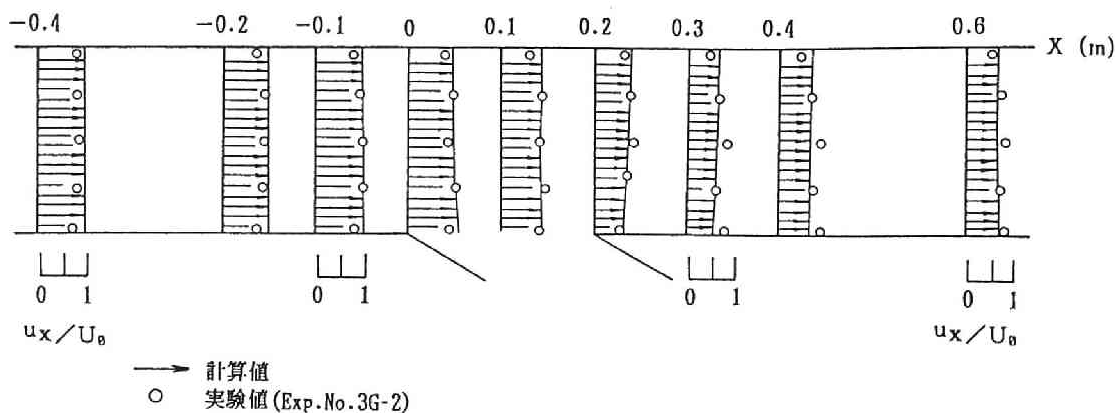
より得られる計算値と実験値を比較している。(a)図は $\theta_2 = 30^\circ$ 、(b)図は $\theta_2 = 60^\circ$ の場合である。実験値は水深方向に平均したものである。また、計算値、実験値ともに、上流の一樣流速で無次元化し表している。図示のように、計算値と実験値はよく一致している。上層の流れは、(2.15)式および(2.17)式で十分に説明できることが認められる。

### 2.3.2 下層の流れ

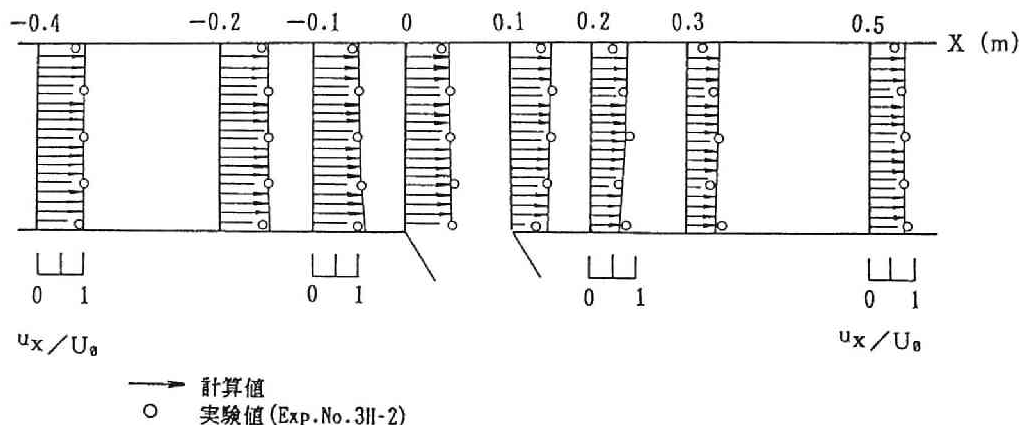
前項において得られた解に、分岐に伴う二次流を考慮して下層の流れを検討する。下層の流れは、分岐に伴う二次流によって、上層の流れより分水路の方へ曲げられる。下層における二次流速成分を $V_b''$ とすると、下層における流速 $V_b$ は、

$$V_b = V_b' + V_b'' \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

と表されよう。ここに、 $V_b'$ は上層の流れによる $v$ 方向成分である。分岐に伴う二次流速 $V_b''$ が知られれば、 $V_b'$ を(2.18)式で代表させることにより、下層の流れが知られる。しかし、分岐に伴う二次流を定量的に表現することは困難である。そこで、弯曲流において提唱されている二次流速を導入してみる。Engelund<sup>18)</sup>は、弯曲二次流が十分に発達した領域における河床面の二次流速 $V_b''$ を次式のように表している。



(a)  $\theta_2 = 30^\circ$  の場合



(b)  $\theta_2 = 60^\circ$  の場合

図-2.13 流速  $u_x/U_0$  の計算値と実験値の比較

$$V_b'' = N_* \frac{h}{r} u_b \dots\dots\dots (2.20)$$

ここに、 $h$  は水深、 $r$  は水路の曲率半径、 $u_b$  は流線の接線方向の底面流速、 $N_*$  は係数である。上式を用いる場合、任意の位置における水深および曲率半径を知る必要がある。これらについては、つぎのようにして求める。

水深  $h$  は、一次近似解として、次式に示される比エネルギー一定の条件

$$\frac{U_0^2}{2g} + H_0 = \frac{q^2}{2g} + h \dots\dots\dots (2.21)$$

より求める。ここに、 $H_0$  は図-2.11のORにおける水深、 $q$  は上層の流線の接線方向の

流速で、 $q^2 = u_x^2 + u_y^2$ 、 $g$  は重力加速度である。上式より、任意の点の水深は、

$$\frac{h}{H_0} = 1 + \left(1 - \frac{q^2}{U_0^2}\right) Fr_0 \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

と表される。ここに、 $Fr_0$  は 図-2.11 の O R におけるフルード数である。

曲率半径  $r$  は流線より求める。図-2.14 を参照して、 $x-y$  平面上の任意の点  $(x_0, y_0)$  を原点とする  $s-n$  座標系を考える。 $s$  軸を流線の接線方向にとると、曲率  $1/r$  は次式のように表される。

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 n}{ds^2} \Big|_{s=0, n=0} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

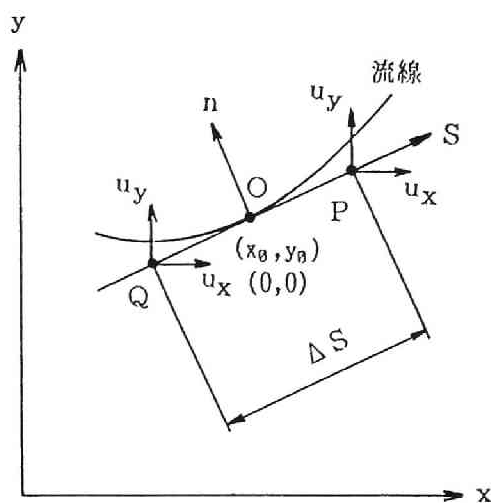


図-2.14  $x-y$  座標系と  $s-n$  座標系の説明図

$s$  方向、 $n$  方向の流速成分を  $u_s$ 、 $u_n$  とすると、流線は、つぎのように表される。

$$\frac{u_s}{ds} = \frac{u_n}{dn} \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

(2.23) 式、(2.24) 式を差分表示した次式によって曲率半径  $r$  を求める。

$$\frac{1}{r} = \frac{u_{np}/u_{sp} - u_{nq}/u_{sq}}{\Delta s} \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

ここに、 $u_{np}$ 、 $u_{sp}$ 、 $u_{nq}$ 、 $u_{sq}$  は、 $s-n$  座標系の原点をはさんだ  $s$  軸上の 2 点 P、Q における流速成分、 $\Delta s$  は微小な区間 PQ の距離である。 $x-y$  座標系における流速成分  $u_x$ 、 $u_y$  の  $s-n$  座標系における流速成分  $u_s$ 、 $u_n$  への変換は次式により行われる。

$$\begin{pmatrix} u_s \\ u_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \delta & \sin \delta \\ -\sin \delta & \cos \delta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_x \\ u_y \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

ここに、 $\delta$  は座標軸の回転角度で、 $\cos \delta$ 、 $\sin \delta$  は、O 点  $(x_0, y_0)$  における  $u_x$ 、 $u_y$  より求められる。

(2.20) 式、(2.22) 式、(2.25) 式および前項の (2.17) 式、(2.18) 式より下層の流速ベクトルが得られる。この方法の妥当性を実験値との比較によって検討する。

(2.20) 式の係数  $N_*$  の値は、Engelund によれば  $N_* = 7$  であるが、蛇行流路における芦田・江頭・足立<sup>19)</sup> の検討によれば、平坦河床では  $N_* = 1 \sim 2$  となる。計算では  $N_* = 2$  を用いる。その他の計算条件は、上層の流れの検討に用いた実験値を用いる。図-2.15 (a)、(b) に、計算により得られた流速ベクトルと実験により得られた流跡線を

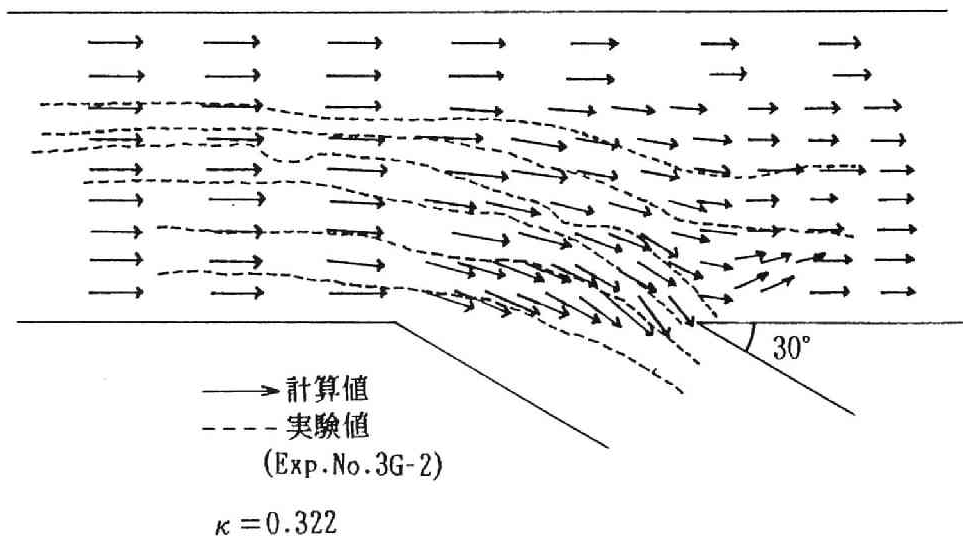
比較している。(a) 図は分水路の偏角  $\theta_2=30^\circ$ 、(b) 図は  $\theta_2=60^\circ$  の場合である。いずれのケースも、計算で得た流向と流跡線はよく一致している。

ついで、下層における分離流線幅比  $\kappa_b (=b/B)$  を求め、それと実験により得られた流砂量配分比  $\kappa_g$  と比較してみる。表-2.2 に計算値  $\kappa_b$  と実験値  $\kappa_g$  を比較している。計算値と実験値は比較的よく一致している。そこで、種々の条件における流砂量配分比  $\kappa_b$  と流量配分比  $\kappa$  の関係を求めてみたのが図-2.16 で、上流部における幅水深比  $B_0/H_0$  および開口比 (開口幅/水路幅) をパラメーターとしている。同図には、上述の実験値 ( $B_0/H_0=5$ ) も示している。図示のように、計算値は、実験値とよく一致しているが、従来の実験結果  $\kappa_g \approx 2\kappa$  と比較すると、流量配分比  $\kappa$  が大きくなれば、分離流線幅比  $\kappa_b$  の計算値はかなり小さくなっている。このことについては、改めて次章において考察する。

表-2.2 計算値  $\kappa_b$  と実験値  $\kappa_g$  の比較

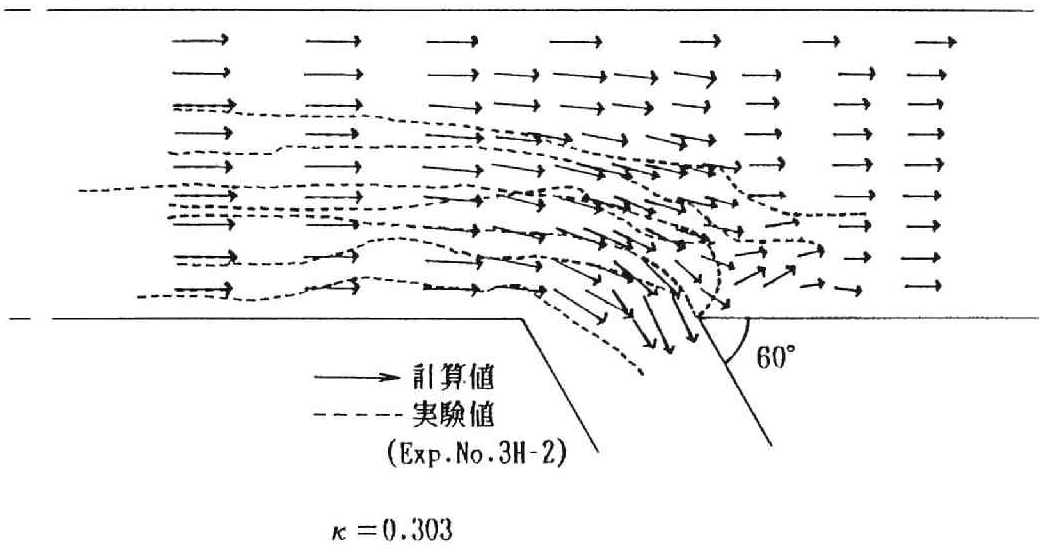
$\theta_2$ (deg)	$\kappa_b$	$\kappa_g$
30	0.492	0.500
60	0.495	0.474

$N_*$  の値の選び方に問題が残されるが、本項で展開した方法によって、水路床近傍の流れを知ることができるとともに、流砂量配分の算定が可能と思われる。この解析法は第3章および第6章においても適用される。



(a)  $\theta_2 = 30^\circ$  の場合

図-2.15 流向ベクトルの計算値と流線の実験値の比較 (下層)



(b)  $\theta_2 = 60^\circ$  の場合

図-2.15 流向ベクトルの計算値と流線の実験値の比較 (下層)

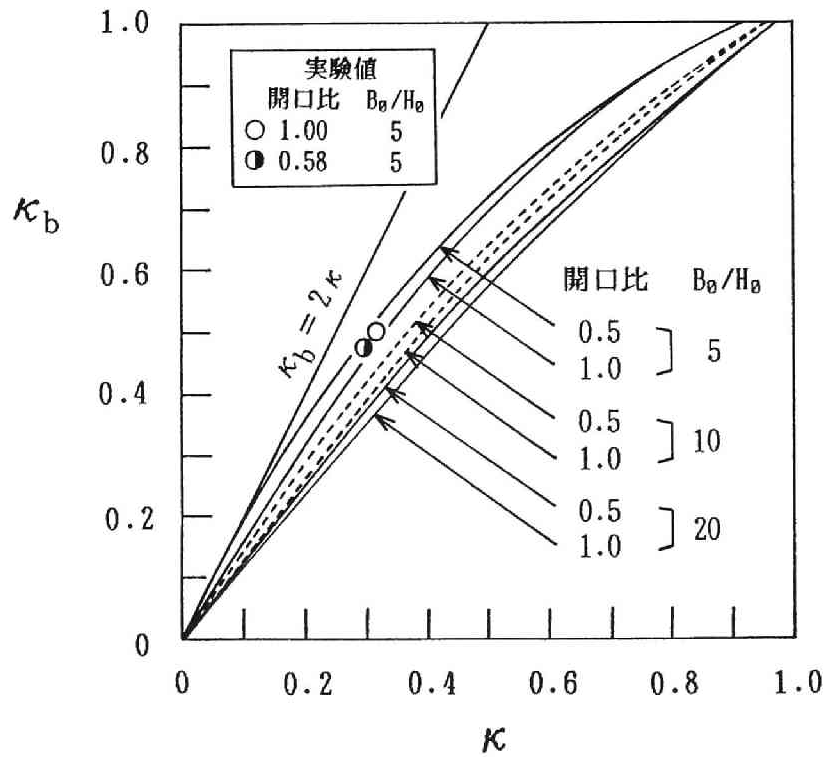


図-2.16 下層の分離流線幅比の計算結果



## 2.4 結 語

本章では、直線水路から分岐する場合を対象として、分岐部周辺における上層と下層の流れ特性を実験的に検討するとともに、その解析法について考察した。まず、水素気泡法による実験より、上層（水深の6割程度）の流れはおおむねポテンシャル流れとみなせるが、下層（水深の4割程度で、散逸全エネルギーの大部分97%が散逸している。）の流れは、逆流、上昇流、下降流が混在していることを示すとともに、開口部下流端の直下流においては、分水路側側壁近傍の下層で、周期的に逆流渦が発生するといった複雑な流れになることを明らかにした。そして、分流境界流線や流速分布特性より、上層および下層の厚さを検討した。また、上層流線と下層流線のずれは、下層における二次流速の増加と流速の鉛直分布によることを明らかにした。

解析法については、上層と下層を分けて扱った。上層流れについては、ポテンシャル流理論にもとづいて、フーリエ級数を用いた解（2.15）式～（2.18）式を導出し、その適用性を実験結果と比較することにより確かめた。下層の流れについては、上層の流れの解に、一様弯曲流路において提唱されている二次流の底面流速式を重ね合せ、流速ベクトルを求めた。そして、実験結果と比較することにより、その妥当性を明らかにした。また、下層の分離流線を求めることにより、流砂量配分が算定されることを示した。

本章で対象とした分岐部周辺の流路の平面形状はT型分岐（主水路の偏角  $\theta_1 = 0$ ）の場合である。しかし、実河川における分岐部周辺の流路の平面形状は種々の形状を有している。任意の形状に対して、本章で展開した解析法を適用するのは困難で、実験に頼らざるを得ない。次章において、任意の形状を対象とした実験結果について述べる。

## 参 考 文 献

- 1) 吉川秀夫：河川工学、朝倉書店、1969、pp. 90 - 91.
- 2) L. M. Milne-Thomson : Theoretical Hydrodynamics、5th Ed.、Macmillan、1968、pp. 289 - 292.
- 3) 室田 明：開水路分水工の研究、土木学会論文集第70号、別冊1-1、1960.
- 4) 中川博次・武内等：開水路分流に関する実験的考察、土木学会第22回年次講演会講演集 II-71、1967.
- 5) 杉本修一・川合茂：分流に関する一理論解、舞鶴工業高等専門学校紀要、第14号、1979、pp. 74 - 82.
- 6) Blest、D. C. : Streamline in Two Dimensional Laminar Branch Flows、ASCE、HY 1、1972、pp. 171 - 180.

- 7) 前出 3)
- 8) 前出 4)
- 9) Taylor、E. H. : Flow Characteristics at Rectangular Open-Channel Junctions、Transactions、ASCE、Vol.109、1944、pp.893 - 902.
- 10) Law、S.W・Reynolds、A.J. : Dividing Flow in Open Channel、ASCE、HY 2、1966、pp.207 - 231.
- 11) 田中祐一朗・川合茂 : 河川分流に関する実験的研究、舞鶴工業高等専門学校紀要、第 12 号、1977、pp.139 - 153.
- 12) 田中祐一朗・川合茂 : 分岐部周辺の流れの機構に関する実験 ( 2 )、土木学会第 32 回年次講演会講演集第 2 部、1977、pp.400 - 401.
- 13) 前出 1)
- 14) 前出 3)
- 15) 前出 4)
- 16) 道上正規・村雲治 : 分岐水路における土砂配分、土木学会第 32 回年次講演会講演集第 2 部、1977、pp.313 - 314.
- 17) 前出 5)
- 18) Englund、F : Flow and Bed Topography in Channel Bends、Proc. ASCE、HY 11、1974、pp.1631 - 1648.
- 19) 芦田和男・江頭進治・足立幸郎 : 蛇行水路における河床変動に関する研究、京都大学防災研究所年報、第 31 号、B - 2、1988、pp.443 - 459.

### 第3章 固定床水路における流量・流砂量配分に関する研究<sup>1)</sup>

#### 3.1 概 説

開水路分流の基本的な問題は、流量・流砂量配分比である。流量・流砂量配分比を規定するものは、主に、分岐部周辺の流路の平面形状と分岐に伴うエネルギー損失であると考えられる。したがって、種々の分岐形状に対する分岐部周辺の流況を明らかにし、それを流量・流砂量配分に反映させることが重要である。分流は治水・利水の両面において重要な役割を担っているが、分岐部周辺における流れが複雑なため、従来より対象とされた流路の平面形状は、最も簡単な、直線水路からある角度を持って分水路が取り付けられたT型分岐水路が主であって、エネルギー損失についてはほとんど議論されてない。従来の研究を概観してみる。

まず、T型分岐の場合をみる。室田<sup>2)</sup>は、分岐部周辺の流況、流量配分比、流砂量配分比と固定床分流の全般にわたる研究を行っている。分岐部周辺の流況については、有限幅、無限長水槽の流出孔から流出する対称流出の場合を等角写像によって解析し、それに一樣流を重ね合わせて分岐部周辺の流況解析を行っている。この流況解析をもとに、流量配分比の算定式を提示している。解析の前提条件からも明らかなように、貯水池内のような、主水路の流積が大きく、遅い流れの場合にはよい結果を与えるが、通常の分流に適用するのは困難である。流砂量配分については、実験により、流砂量配分比  $\kappa_g$  が流量配分比  $\kappa$  のみの関数になることを見出し、実験式

$$1 - \kappa_g = 4.510 (0.530 - \kappa)^2 \quad \text{ただし、} \kappa > 0.11 \quad \cdots \cdots \cdots (3.1)$$

を得ている。上式は、流量配分比が50%のとき、流砂量配分比は97%になるというBulle<sup>3)</sup>の実験結果を説明している。

中川・宇民・武内<sup>4)</sup>は主・分水路の下流端に堰が設置された場合の流量配分の算定法について、半実験的な考察を行っている。中川・武内<sup>5)</sup>、Law・Reynolds<sup>6)</sup>は、運動量方程式にもとづく理論的な考察を行っている。いずれの研究においても、分岐部周辺で比エネルギー一定の条件が成立することを前提としている。そこで、中川・武内<sup>5)</sup>は分岐に伴うエネルギー損失について実験的検討をしているが、流量配分比に反映させるまでには至っていない。

流量配分比に関しては、この他に Taylor<sup>7)</sup>、Milne-Thomson<sup>8)</sup>の研究がみられる。Taylorは、実験結果を主水路と分水路の水深比およびフルード数で整理するにとどまり、Milne-Thomsonは、等角写像による解析解を得ているが、制約条件が強い。

道上・村雲<sup>9)</sup>は流砂量配分比に関し、分岐部での横断方向の水位差と遠心力との釣合い

から分離流線幅を求め、底面近傍での分離流線幅比を流砂量配分比に対応させて、次式を得ている。

$$\kappa_g = \left[ \frac{1 - 5.750 / (2.5 + \phi)}{1 - 2.288 / (2.5 + \phi)} \right]^2 \cdot \kappa \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 $\phi$  は流速係数であるが、 $\phi = 15$  としたとき  $\kappa_g = 1.68 \kappa$  となる。

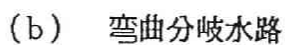
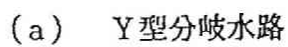
つぎに、T型分岐以外の分岐形状の場合をみる。建設省土木研究所では、種々の模型実験<sup>10)</sup> が行われ、分流の設計法<sup>11)、12)</sup> がまとめられた。ケーススタディーが主であるが、得られた知見は実用上有用である。その中で、芦田・土屋・神谷<sup>12)</sup> は、流量配分比に関して、不等流計算による方法を提案している。この方法は、一般に用いられている方法である。しかし、この方法では、ゆるやかな流れの場合に良い結果が得られ、フルード数が大きくなると誤差は大きくなると報告されている。これは、分岐に伴うエネルギー損失が考慮されてないためと思われる。Habermaas<sup>13)</sup> は、分岐部周辺に種々の弯曲部を配した24種類の実験水路で実験を行っている。いずれのケースも流量配分比は50%に設定されている。主・分水路の流路の平面形状によって、流砂量配分比は0%から100%まで変化することを示している。たいへん示唆に富む結果であるが、定性的な傾向の説明に終わっている。

分流に関する従来の研究は、以上のような状況で、分岐部周辺の流況の把握が十分でなく、かなり強い制約条件下の研究がほとんどである。河川分流を有効に行うためには、分岐部周辺の流路の平面形状、エネルギー損失、流量・流砂量配分比の間の関係を系統的に調べる必要がある。

本章では、種々の分岐形状を考慮し、その基本的な分岐形状として、図－3.1に示すような、Y型分岐水路（T型分岐水路も含む）と分岐部より上流の流路の曲がりの影響を考慮した弯曲分岐の2種類を選び、固定床実験を行って、上述の諸量について考察する。いずれの種類の水路においても、水路床は、主・分水路とも平坦とし、その勾配も等しくしている。まずは、主・分水路の偏角による分岐部周辺の流況を示す。そして、主・分水路の偏角とエネルギー損失の関係を調べるとともに、分岐部周辺の流況にもとづき、分岐に伴うエネルギー損失の推定法について考察する。ついで、流量配分比に及ぼす偏角の影響を検討し、エネルギー方程式にもとづく流量配分比の算定法を提示する。さらに、流砂量配分比、流量配分比、偏角の間の関係を実験的に明らかにするとともに、T型分岐の流砂量配分比の算定に、前章の解析法を適用する。

## 本章の実験の概要

実験に用いた水路は、図－3.1に示すようなY型分岐水路と弯曲分岐水路の2種類である。Y型分岐水路の諸元は主水路幅20cm、分水路幅10cm、分岐部の上・下流の長さは、それぞれ4m、3mである。弯曲分岐水路の諸元は主水路幅50cm、分水路幅25cm、主水



— 32 —

表-3. 1 実験条件

	Exp. No.	$\theta_1(^{\circ})$	$\theta_2(^{\circ})$	Q(l/s)	$\kappa$	$\kappa_g$
Y 型 分 岐 水 路	3A-1	30	0	1.0	0.300	0.236
	3A-2			2.0	0.350	0.290
	3A-3			3.8	0.389	0.307
	3B-1	30	30	1.0	0.250	0.256
	3B-2			2.0	0.300	0.308
	3B-3			3.8	0.324	0.320
	3C-1	30	60	1.0	0.250	0.349
	3C-2			2.0	0.285	0.429
	3C-3			3.8	0.295	0.451
	3D-1	60	0	1.0	0.330	0.231
	3D-2			2.0	0.360	0.275
	3D-3			3.8	0.421	0.308
	3E-1	60	30	1.0	0.300	0.255
	3E-2			2.0	0.335	0.292
	3E-3			3.8	0.355	0.313
	3F-1	60	60	1.0	0.275	0.276
	3F-2			2.0	0.310	0.316
	3F-3			3.8	0.324	0.335
	3G-1	0	30	1.0	0.315	0.465
	3G-2			2.0	0.322	0.500
	3G-3			3.8	0.330	0.506
	3H-1	0	60	1.0	0.290	0.436
	3H-2			2.0	0.303	0.474
	3H-3			3.8	0.330	0.475
弯 曲 分 岐 水 路		$\alpha(^{\circ})$				
	3I-1	42		2.0	0.330	0.352
	3I-2			5.0	0.346	0.386
	3I-3			12.0	0.352	0.335
	3J-1	65		2.0	0.330	0.269
	3J-2			5.0	0.316	0.259
	3J-3			12.0	0.317	0.000
	3K-1	90		2.0	0.215	0.088
	3K-2			5.0	0.226	0.087
	3K-3			12.0	0.242	0.000
		$\theta_1(^{\circ})$	$\theta_2(^{\circ})$			
	3L-1	0	90	2.0	0.195	0.241
	3L-2			5.0	0.212	0.336
	3L-3			12.0	0.208	0.381
	3M-1	0	90	2.0	0.200	0.285
	3M-2			5.0	0.202	0.369
	3M-3			12.0	0.208	0.381

路全長 22.4 m、分水路長 5 m で、主水路弯曲部の弯曲偏角は  $90^\circ$ 、中心曲率半径は 150 cm である。分水路は、弯曲流に関する村本・井上<sup>14)</sup> および分流に関する Habermaas<sup>13)</sup> の研究成果を参考にし、偏角  $\alpha = 42^\circ$ 、 $65^\circ$ 、 $90^\circ$  の外岸に設置されている。分岐点偏角  $\alpha = 42^\circ$  は弯曲二次流の発生域、 $\alpha = 65^\circ$  は発達域に相当し、 $\alpha = 90^\circ$  は、掃流砂量配分比が最小となるところである。また、弯曲流の影響範囲を知るため、弯曲部終端より主水路幅の 5 倍および 10 倍下流にも分水路が設置されている。いずれの水路も、水路床勾配は、 $1/1000$  に設定し、水路全区間が常流域になるように人工粗度がつけられている。

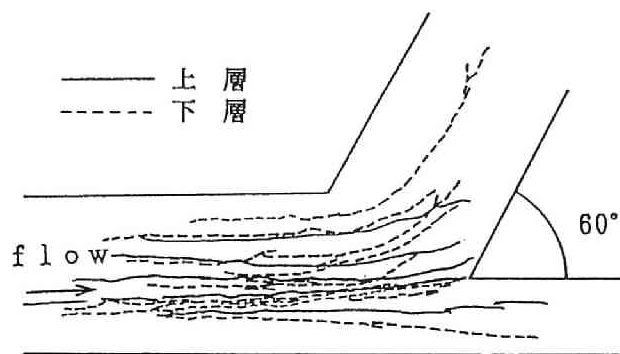
実験は、表-3.1 に示すように、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 、 $\alpha$  を変化させ、39 ケースについて行った。いずれのケースにおいても分岐部周辺の流れに着目し、水深、流速、剥離域の大きさを測定するとともに、分離流線を測定した。剥離域は、注射針にて、過マンガン酸カリウム溶液を注入し、順流と逆流の継続時間が等しくなるところを目視によって定めた。分流境界流線、すなわち流れが主水路と分水路に分かれる境界の流線は、中立粒子をトレーサーとして流し、その軌跡より求めた。なお、表-3.1 において、弯曲分流実験の EXP. 記号は図-3.1 (b) の分水路の記号に対応している。

### 3.2 分岐部周辺における流況特性

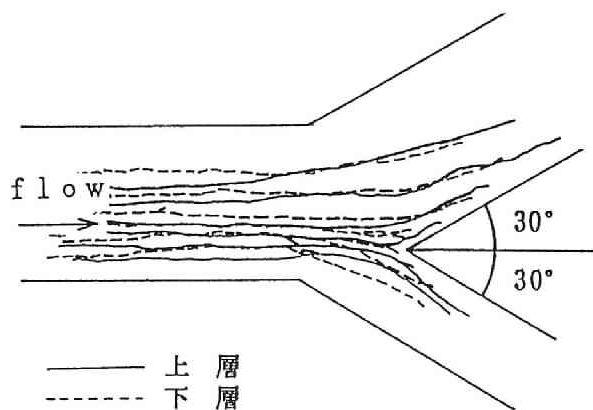
#### 3.2.1 上層、下層の流線

T 型分岐の場合、下層の流線は上層の流線より曲率は大きく、下層の分離流線幅比は上層のそれのほぼ 2 倍となる。こうした上層と下層の流れの違いが、分岐部周辺の流路の平面形状によって、どのように変化するかを調べる。Y 型分岐の流線形状を図-3.2 に、弯曲分岐の流線形状を図-3.3 に示す。ここに、上層流線は水面の流線、下層流線は水路床の流線である。まず、Y 型分岐の場合をみる。図-3.2 (a) は主水路の偏角  $\theta_1 = 60^\circ$ 、分水路の偏角  $\theta_2 = 0^\circ$ 、(b) 図は  $\theta_1 = 30^\circ$ 、 $\theta_2 = 30^\circ$ 、(c) 図は  $\theta_1 = 30^\circ$ 、 $\theta_2 = 60^\circ$  の場合である。いずれのケースにおいても、分岐部より上流の流れは、上・下層とも、直進する傾向がみられる。分岐部周辺では、上層の流れは直進傾向にあるが、下層の流れは主・分水路の偏角によって変化する。(a) 図の場合、下層では主水路へ向かう流線の曲率が大きくなり、(c) 図の場合は、分水路へ向かう流線の曲率が大きくなっている。また、(b) 図では、上層と下層の流線形状がほぼ等しい。こうしたことは、主・分水路の偏角によって分岐に伴う二次流が変化するためである。つまり、(a) 図の場合、 $\theta_1 > \theta_2$  であり、主水路へ向かう二次流が強く、(c) 図の場合は、 $\theta_1 < \theta_2$  で、分水路へ向かう二次流が強くなるためと思われる。そして、(b) 図の場合は、両者の二次流の強さが同程度になるためと推察される。

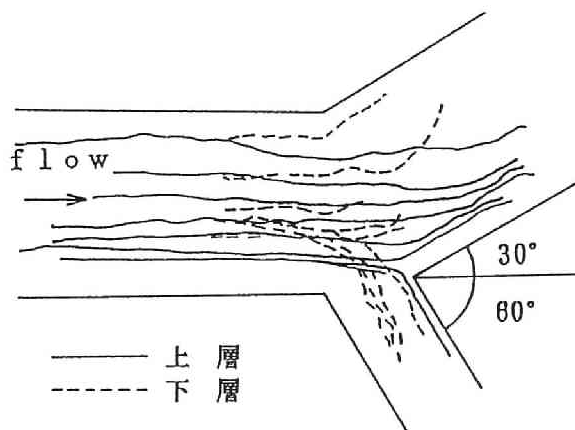
ついで、弯曲分岐の場合をみる。図-3.3 (a) は分岐点偏角が  $42^\circ$ 、(b) 図は  $65^\circ$ 、(c) 図は  $90^\circ$  の場合で、比較のために単一弯曲流の場合を (d) 図に示す。単一弯



(a) Exp.No. 3D-2



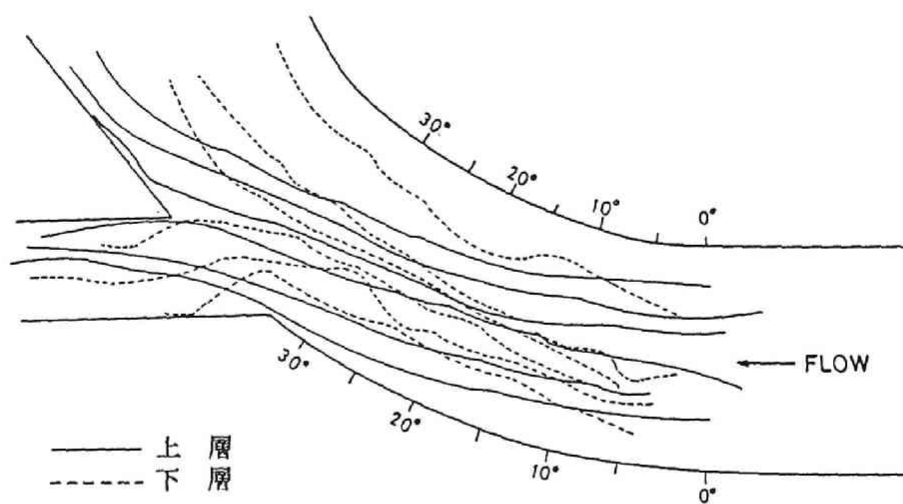
(b) Exp.No. 3B-2



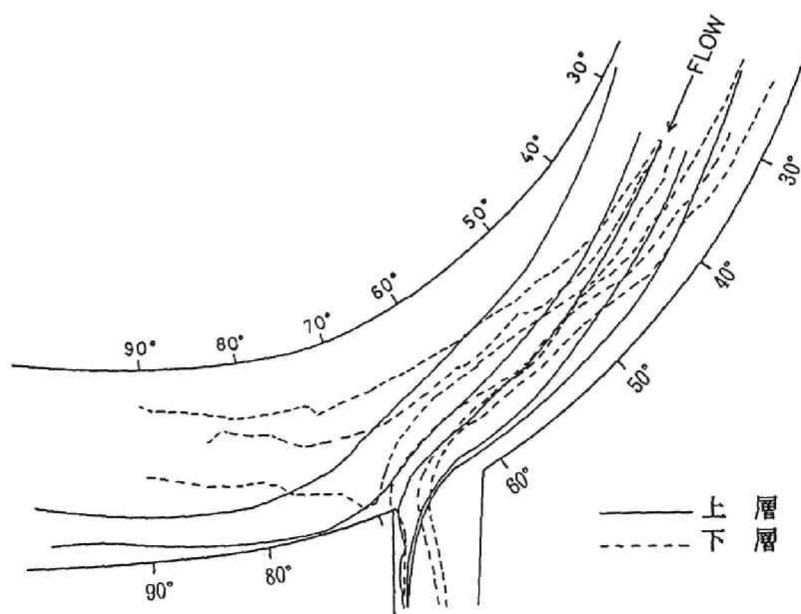
(c) Exp.No. 3C-2

図-3. 2 上層と下層の流線の比較 (Y型分岐)



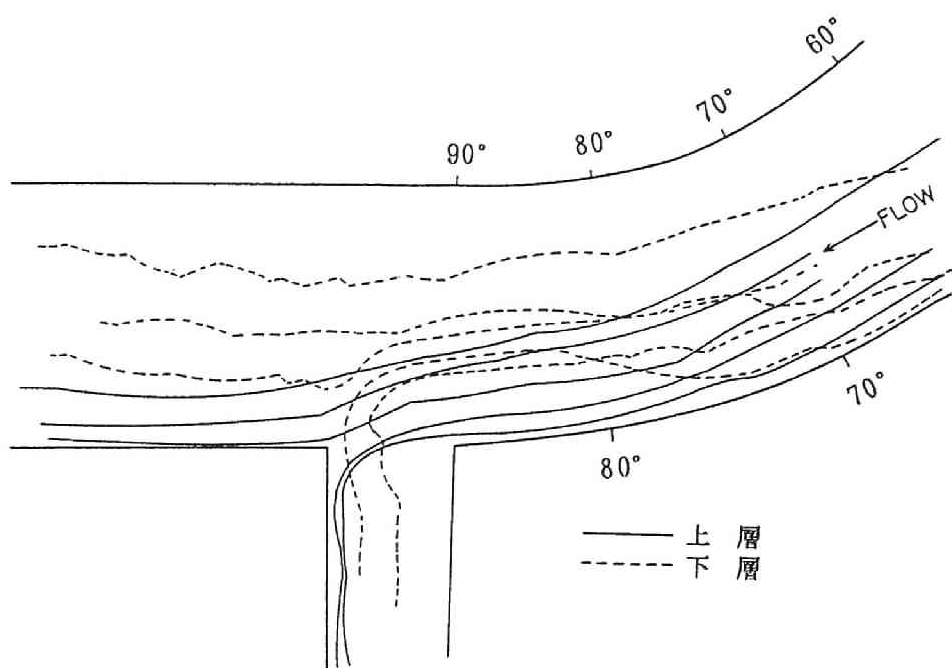


(a) Exp.No. 3 I-2

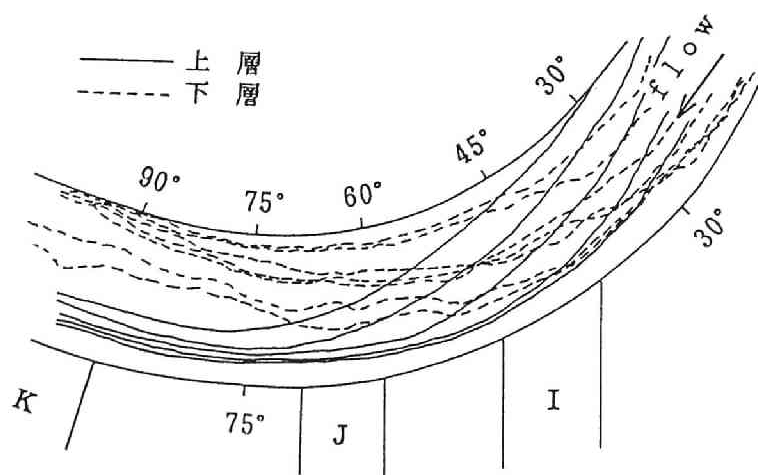


(b) Exp.No. 3 J-2

図-3.3 上層と下層の流線の比較 (弯曲分岐)



(c) Exp.No. 3 K-2



(d) 単水路弯曲流

図-3.3 上層と下層の流線の比較(弯曲分岐)

曲流における流線をみると、周知のように、偏角が大きくなるほど、上層の流れは外岸側に集中し、下層の流れは内岸側に集中している。この流れの集中は、弯曲二次流の発達領域が始まる偏角  $60^\circ \sim 70^\circ$  付近で顕著となる。弯曲二次流の発生・発達の様子が知られる。分流の場合、いずれの分岐点偏角においても、単一弯曲流の特性は保持されている。しかし、分水路が外岸に設置されているため、上層の流れはより外岸側に集中し、下層では内岸への流れの集中が緩和されている。これは分流に伴う二次流の発生によるものである。分岐点偏角が  $42^\circ$  の場合 (a 図)、上層と下層の流れがほぼ等しくなっているのは、弯曲二次流と分岐二次流の相殺効果によるためと思われる。また、分岐点偏角が弯曲二次流の発達域にあって、水深の大きい場合、弯曲部開始断面付近から投入された下層のトレーサーは分水路へ入らない。これはつぎのような理由によると思われる。Y 型分岐の結果から知られるように、分岐に伴う二次流の影響は分岐部周辺に限られる。したがって、水深が大きくなると、弯曲二次流の規模が大きくなり、発達域では、分岐に伴う二次流の強度より弯曲二次流の強度の方が大きくなるためと思われる。分岐部より上流の流路形状の影響の大きさが知られる。

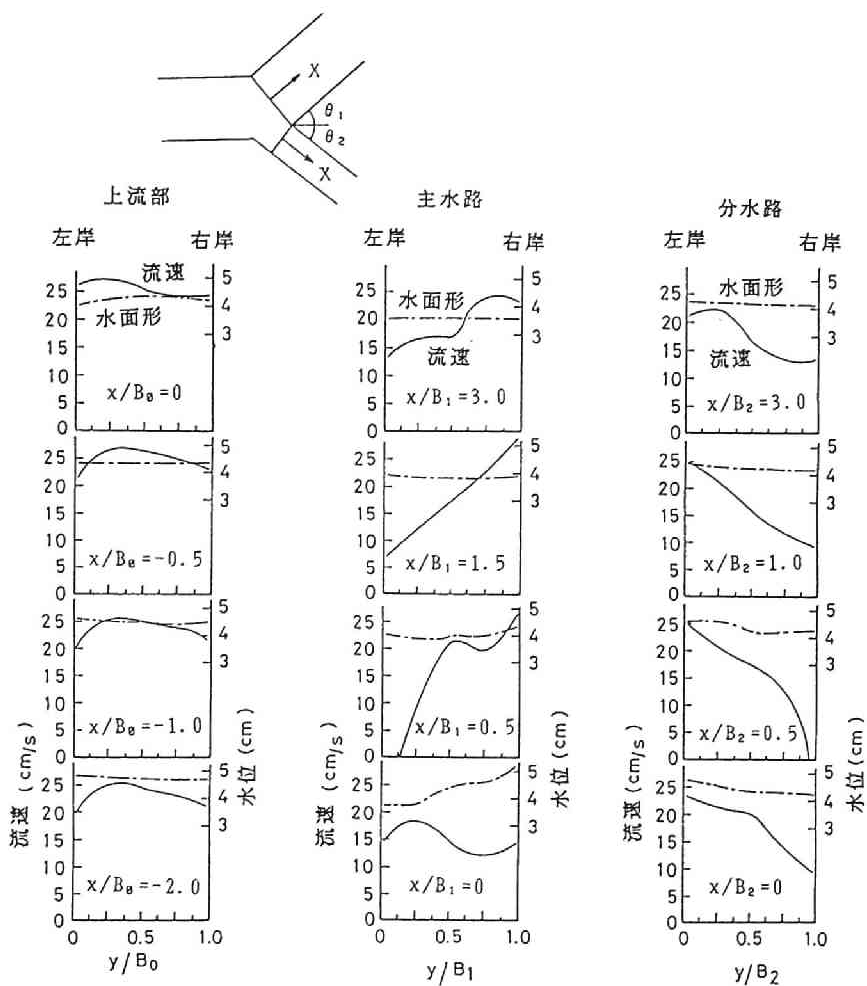
以上のように、分岐部周辺の流れは、主・分水路の偏角によって変化するとともに、分岐部より上流の流路形状の影響の大きさが知られる。

### 3.2.2 流速分布特性

分岐部周辺における平均流のエネルギー損失は、主として、垂直軸を持つ渦に支配されていると考えられる。このことについて、垂直方向に平均した流速の横断分布をみる。図-3.4 (a) は Exp.No.3E-2 (Y 型分岐)、(b) 図は Exp.No.3J-2 (弯曲分岐) における各断面の流速の横断分布と水面形を示したものである。Y 型分岐の場合、流速は、分岐部より上流ではほぼ様な分布を示すが、分岐部直下流では、主・分水路とも流速の横断勾配が大きくなる。流速の横断勾配が最も大きくなる断面 ( $X/B_1 = 0.5$ 、 $X/B_2 = 0.5$ ) では、流速が 0 あるいは負となる領域が現れる。さらに詳しくみると、主・分水路とも分岐直後の断面 ( $X/B_1 = X/B_2 = 0$ ) では流速の横断勾配は小さいが、主水路では右岸側、分水路では左岸側の水位が高く、その直下流では水位は低くなって、水流は加速され、流れの集中が知られる。さらに下流では流れが発散し、水位は平坦になっていくとともに、流速分布も一様化していく。弯曲分岐の場合も、(b) 図に示すように、Y 型分岐と同じ傾向を示す。

こうした流速の横断分布特性より、垂直軸を持つ剥離渦の形成にともなって、顕著なエネルギー損失の生ずることが推察される。

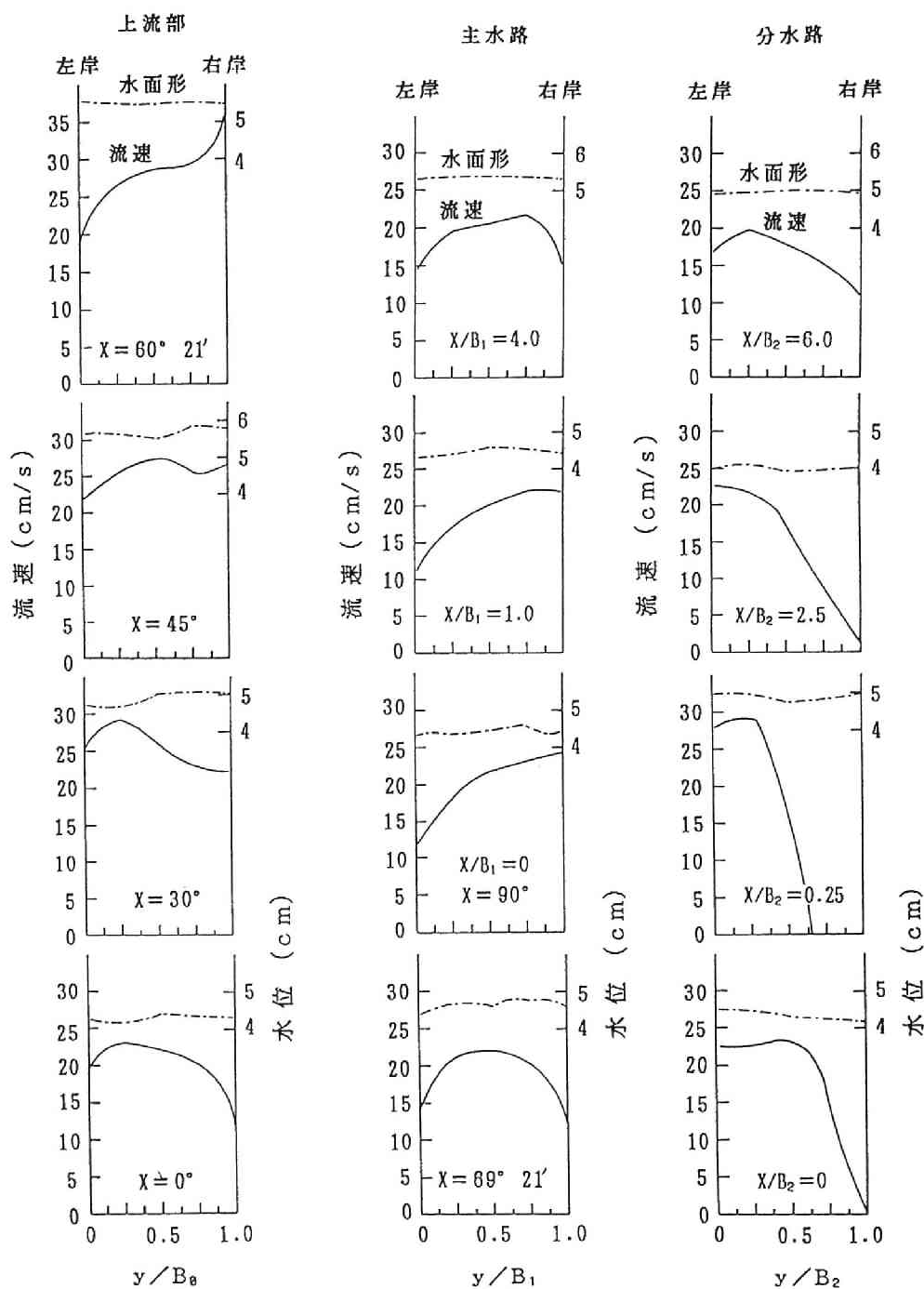
ついで、流速の横断勾配が最も大きな断面 ( $X/B_1 = 0.5$ 、 $X/B_2 = 0.5$ ) での運動量補正係数  $\eta$  ( $\eta_1$ : 主水路、 $\eta_2$ : 分水路) を調べてみる。その結果を図-3.5 に示す。偏角  $\theta_1$ 、 $\theta_2$  が大きくなるほど  $\eta_1$ 、 $\eta_2$  は大きくなる。さらに、 $\theta_1 = 0$  の場合の  $\eta_2$  の



(a) Y型分岐 (Exp.No. 3 E-2)

図3. 4 流速の横断分布

データの不明確さはあるものの、 $\theta_1$ が大なるほど $\eta_2$ は小さくなり、 $\theta_2$ が大なるほど $\eta_1$ は小さくなる傾向が知られる。これは、偏角によって流れの集中の程度が変化するためと思われる。こうした傾向は弯曲分岐流においても同様で、分岐点偏角 $\alpha$ が大きいほど $\eta_2$ は大きくなり、運動量補正係数に対する分岐点偏角の影響は、Y型分岐水路における偏角の影響と同様である。



(b) 弯曲分岐 (Exp.No. 3 J - 2)

図-3. 4 流速の横断分布

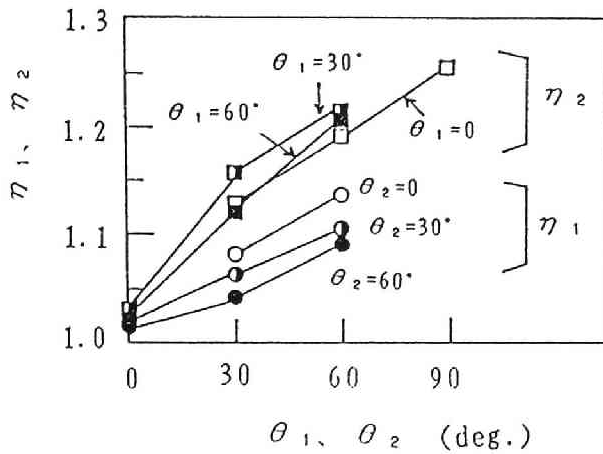


図-3. 5 運動量補正係数  $\eta$  と主・分水路の偏角の関係

### 3. 2. 3 剥離域特性

剥離渦の大きさとエネルギー損失との関連性を議論するに先がけて、剥離域幅を調べる。図-3. 6 に示す剥離域幅が最大となる断面の剥離域幅  $W_1$ 、 $W_2$  は、偏角、分岐前後の水量および流体の物性などによって定まると思われる。 $W_1$ 、 $W_2$  に関して次元解析を行うと、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \frac{W_1}{h_1} &= f_1 \left( \theta_1, \frac{B_1}{h_1}, \frac{V_0}{V_1}, \frac{V_1^2}{gh_1}, \frac{V_1 h_1}{\nu} \right) \\ \frac{W_2}{h_2} &= f_2 \left( \theta_2, \frac{B_2}{h_2}, \frac{V_0}{V_2}, \frac{V_2^2}{gh_2}, \frac{V_2 h_2}{\nu} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3. 3)$$

ここに、 $V$  は断面平均流速、 $h$  は平均水深、 $g$  は重力加速度、 $\nu$  は動粘性係数である。添字 0 は上流部、1 は分岐部下流の主水路の断面を表し、2 は分水路の断面を表す。いずれの断面も分流の影響がほとんど現れない断面である。剥離域幅は幾何学的パラメーターに最も依存し、ついで力学的パラメーターに支配されるものと思われる。本実験のフルード数の範囲は、おおむね 0.5 ～ 0.7 であるため、ここでは、偏角と幅水深比に着目する。Y 型分岐における  $W_1/h_1$  (主水路)、 $W_2/h_2$  (分水路) について、その結果を図-3. 7 に示す。剥離域測定の大難さのため、データはかなりばらついているが、 $\theta_1$  や  $\theta_2$  が大きくなると剥離域幅は大きくなり、 $B_1/h_1$ 、 $B_2/h_2$  が大きいほど剥離域幅も大きくなる傾向がうかがえる。こうした傾向は弯曲分岐においても同じである。図中の実線は、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$  と  $W_1/h_1$ 、 $W_2/h_2$  および  $B_1/h_1$ 、 $B_2/h_2$  との間の関係を実験的に求めたものである。

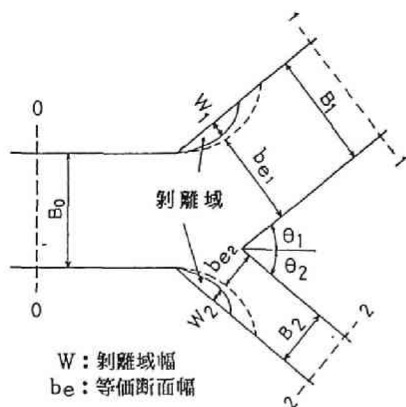


図-3.6 記号説明図

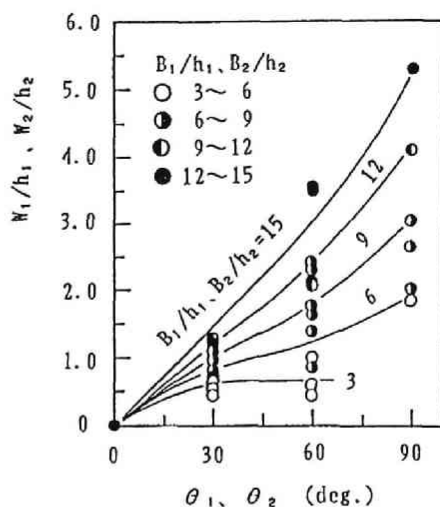
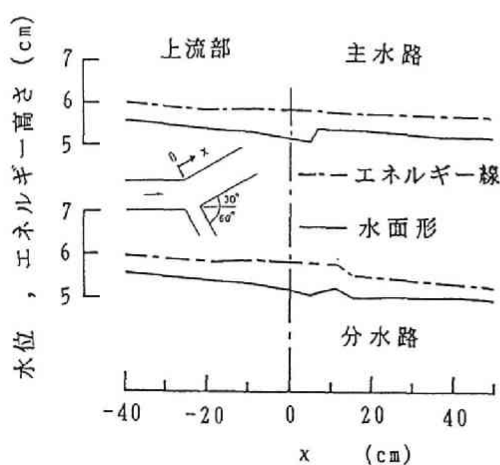


図-3.7 剥離域幅と主・分水路の偏角の関係 (Y型分岐)

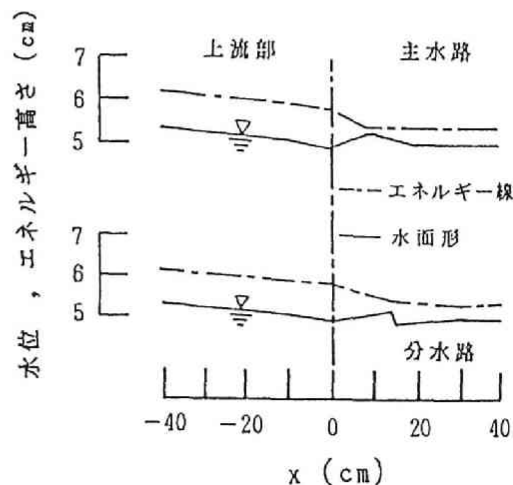
### 3.3 分岐部周辺におけるエネルギー損失

#### 3.3.1 主・分水路の偏角とエネルギー損失

分岐部周辺では、剥離渦の形成と流速の横断勾配の増大のために、顕著なエネルギー損失が生ずる。その例を図-3.8 (a)～(d) に示す。(a) 図～(c) 図はY型分岐で、主

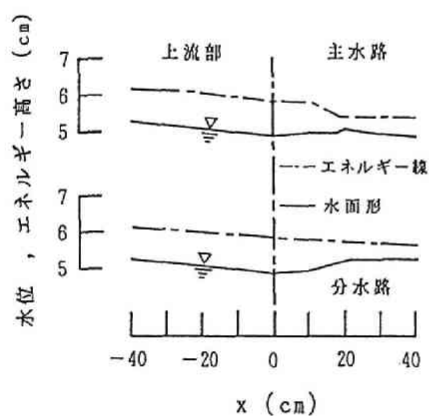


(a) Y型分岐 (Exp.No.3C-3)

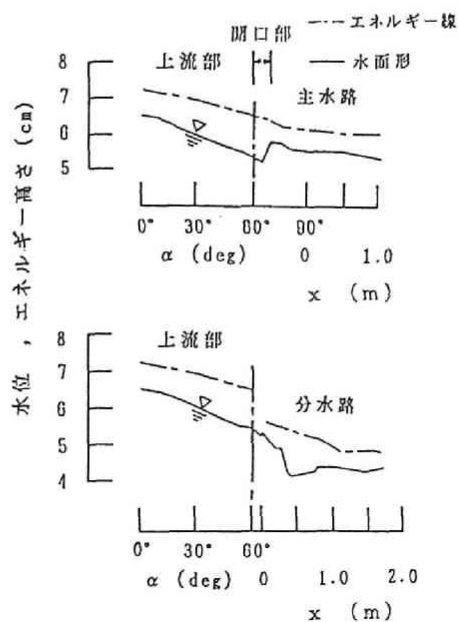


(b) Y型分岐 (Exp.No.3B-3)

図-3.8 分岐部周辺のエネルギー水頭の縦断変化



(c) Y型分岐 (Exp.No.3A-3)



(d) Y型分岐 (Exp.No.3J-3)

図-3. 8 分岐部周辺のエネルギー水頭の縦断変化

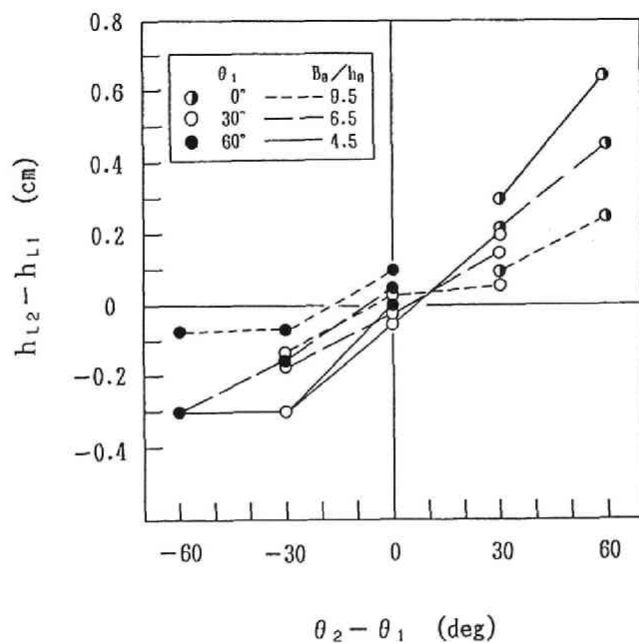


図-3. 9 エネルギー損失水頭と主・分水路の偏角の関係



水路偏角  $\theta_1$  が  $30^\circ$  の場合である。(d) 図は弯曲分岐の場合である。まず、Y型分岐の場合をみる。(a) 図は分水路偏角  $\theta_2=60^\circ$  で、分水路での損失が顕著である。 $\theta_2=30^\circ$  の場合 (b図) は主水路、分水路の両方で損失が顕著である。また、 $\theta_2=0$  の場合 (c図) は主水路の損失が顕著となっている。ちなみに、(a) 図、(b) 図は主水路と分水路の両方に剥離域が形成される場合、(c) 図は主水路にのみ形成される場合である。このように、主水路偏角が同じであっても、分水路偏角によって損失の状況が変化し、主水路偏角と分水路偏角が相互に影響していることが知られる。そこで、主水路の損失  $h_{L1}$ 、分水路の損失  $h_{L2}$  と主・分水路の偏角との関係を調べる。図-3.9に、 $h_{L2}-h_{L1}$  と  $\theta_2-\theta_1$  の関係を示す。 $\theta_2-\theta_1 \rightarrow$  大のとき、 $h_{L2}-h_{L1} \rightarrow$  大となり、 $\theta_2-\theta_1=0$  では、 $h_{L1} \approx h_{L2}$  となる傾向がみられる。また、 $B_0/h_0 \rightarrow$  大のとき、 $\theta_2-\theta_1 < 0$  で、 $h_{L2}-h_{L1} \rightarrow$  大となり、 $\theta_2-\theta_1 > 0$  においては、 $h_{L2}-h_{L1} \rightarrow$  小となる傾向がみられる。

弯曲分岐の場合は、いずれのケースにおいても、図-3.8 (d) に示すように、主水路側では顕著な損失はみられず、分水路でのみ顕著となる。そして、分岐点偏角  $\alpha$  が大きくなるほどエネルギー損失は大きくなって、Y型分岐と同じ傾向を示す。

こうした主・分水路の偏角に対する損失の変化は、流量配分の決定機構に関係するものと推察される。次項でこのエネルギー損失の推定法について検討する。

### 3.3.2 エネルギー損失の推定

分岐に伴うエネルギー損失は、図-3.8にみられるように、剥離域が形成される付近で顕著である。これは、単水路断面急拡大部の損失機構に類似している。したがって、分岐に伴う損失は、主に、剥離域の形成による断面縮小部から下流への断面の急拡大によって生ずると考えられる。そこで、断面急拡大部におけるエネルギー損失の推定法に準じて、分岐によって生ずるエネルギー損失を推定してみる。いま、分岐に伴うエネルギー損失水頭を  $h_L$  として、次式のように表す。

$$h_L = \zeta \frac{V^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 $\zeta$  はエネルギー損失係数、 $V$  は分流の影響が消失する下流断面の平均流速、 $g$  は重力加速度である。単水路急拡大部におけるエネルギー損失係数は、芦田<sup>15)</sup>によると、主に急拡大率の逆数  $\gamma$  の関数として表される。

$$\zeta = f(\gamma), \quad \gamma = b_u/b_d \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 $b_u$ 、 $b_d$  は、それぞれ急拡大前後の水路幅である。(3.5) 式は図-3.10のとうりである。

分岐部においても、この  $\gamma$  に対応する条件、つまり、剥離域の形成や水流の集中に伴う断面の縮小率が設定されると、(3.5) 式を用いて  $\zeta$  が推定される。そこで、剥離域幅が最大となる断面における有効な流水断面幅を、最大剥離域幅  $W_1$  および流速の横断分

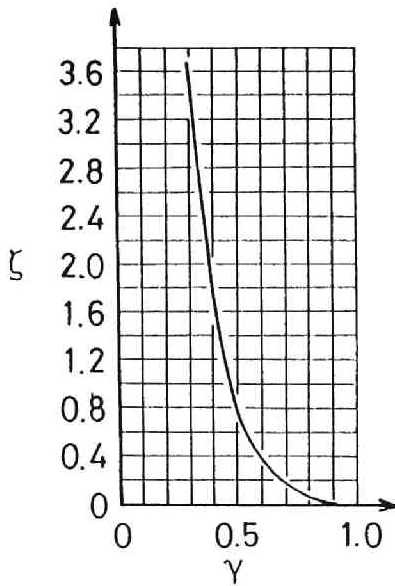


図-3.10 急拡のエネルギー損失係数  
(芦田<sup>15)</sup>による)

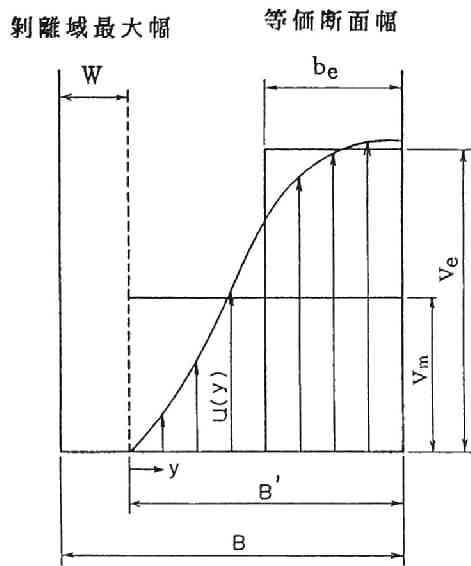


図-3.11 等価断面幅説明図

布  $u(y)$  などによって求める。いま、図-3.6、図-3.11を参照して、幅  $(B-W)$  の運動量と等価な運動量を有する有効な流水断面幅  $b_e$  (以後、等価断面幅と呼称する。) を求め、 $\gamma$  を定める。すなわち、幅  $b_e$  における平均水深  $h_e$  と平均流速  $V_e$  を

$$b_e V_e h_e = (B-W) V_m h_m \quad (3.6)$$

$$b_e V_e^2 h_e = (B-W) \eta V_m^2 h_m \quad (3.7)$$

のように定義すれば、急拡部の  $\gamma$  に対応する条件は次式のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{b_{e1}}{B_1} \frac{1}{\eta_1} \frac{(B_1-W_1)}{B_1} \frac{h_{m1}}{h_{e1}} \\ \gamma_2 &= \frac{b_{e2}}{B_2} \frac{1}{\eta_2} \frac{(B_2-W_2)}{B_2} \frac{h_{m2}}{h_{e2}} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

ここに、 $h_m$ 、 $V_m$  はそれぞれ幅  $(B-W)$  における平均水深、平均流速、 $\eta$  は運動量補正係数である。また、添字 1 は主水路を、2 は分水路を表す。

上式にもとづいて、実験値より、 $\gamma_1$  (主水路)、 $\gamma_2$  (分水路) を求め、その特性を調べる。なお、実験結果より  $h_m \doteq h_e$  としている。 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  を定める主要なパラメーターは、剥離域幅  $W_1$  を定めるものと同じであると考え、データを整理したのが図-3.12で、Y型分岐の場合である。図示のように、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$  が大きくなると  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  は減少し、 $B_1/h_1$ 、 $B_2/h_2$  が大きいと  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  は小さくなる。図中の実線は、図-3.13に示すように、偏角が同じ場合の  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  と  $B_1/h_1$ 、 $B_2/h_2$  の関係を回帰直線で表すことによって求めている。ちなみに、図-3.13に示される回帰直線の相関係数は 0.63 である。弯曲分岐の場合、弯曲水路内では水流の剥離は起こらず、横断方向の速度勾配も小さ

いため、広い水理条件下で  $\gamma_1 \approx 1$  となる。 $\gamma_2$  については図-3.14に示す。偏角  $\alpha$  が大きくなると  $\gamma_2$  は小さくなり、Y型分岐と同じ傾向を示す。しかし、幅水深比  $B_2/h_2$  に対する  $\gamma_2$  の変化は、Y型分岐と逆の傾向を示す。分岐部より上流の流路の曲がりによるものと推察される。

さて、単水路急拡部における急拡率の逆数に相当する等価断面幅比  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  がかなり明らかにされたので、図-3.12 および図-3.14の結果を(3.5)式に代入して分岐に伴うエネルギー損失を推定する。このようにして得られたエネルギー損失水頭と実験値を比較したのが図-3.15である。両者は比較的良好に一致しており、上述の方法によってエネルギー損失は十分に推定されるものと思われる。

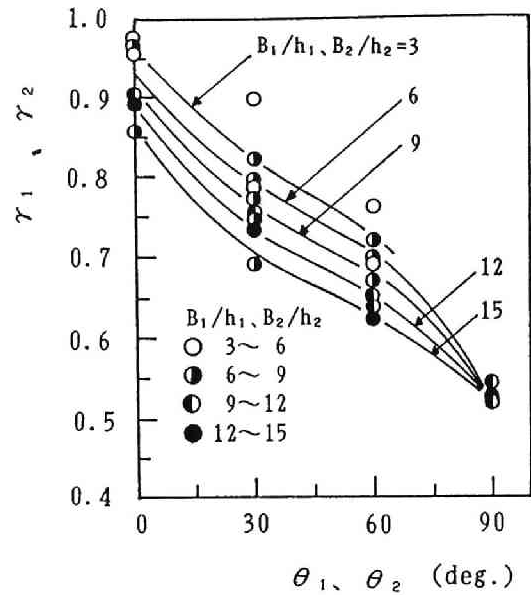


図-3.12 等価断面幅比  $\gamma$  と主・分水路の偏角の関係 (Y型分岐)

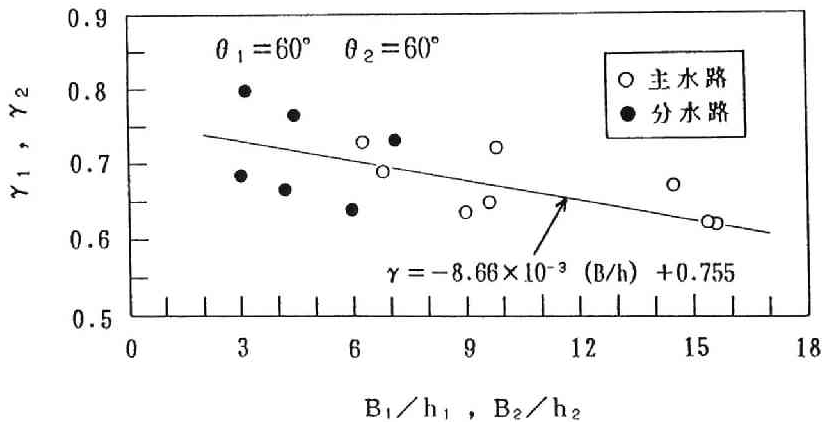


図-3.13 偏角が  $60^\circ$  の場合の等価断面幅比  $\gamma$  と幅水深比の関係

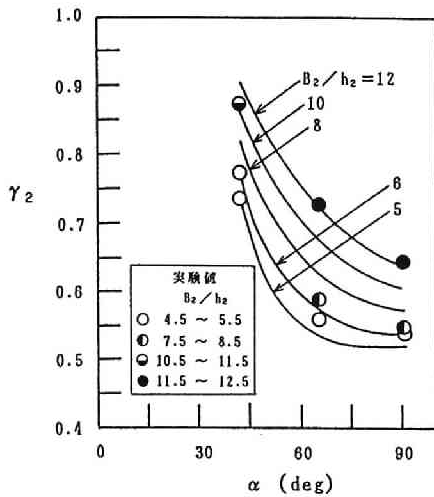


図-3.14 等価断面幅比  $\gamma_2$  と分岐点偏角の関係（弯曲分岐）

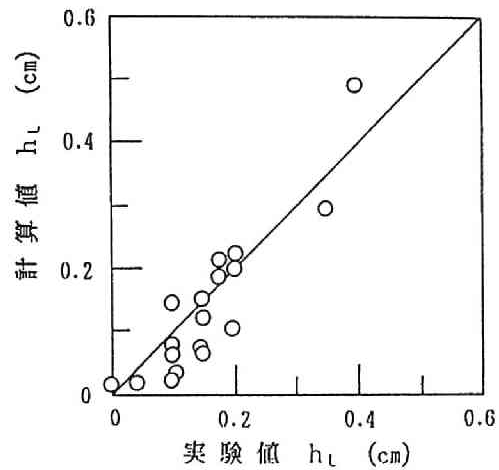


図3.15 エネルギー損失高の計算値と実験値の比較

### 3.4 流量配分の予測法

#### 3.4.1 主・分水路の偏角と流量配分

流量配分比  $\kappa$ （分水路流量／全流量）と偏角  $\theta_1$ 、 $\theta_2$  や分岐点偏角  $\alpha$  との関係を調べたのが、図-3.16、図-3.17である。前者はY型分岐、後者は弯曲分岐の場合である。Y型分岐の場合、 $\kappa$ 、 $\theta_2 - \theta_1$ 、 $\theta_1$ 、幅水深比  $B_0/h_0$ 、の間の関係を示している。 $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa \rightarrow$  小となり、 $B_0/h_0 \rightarrow$  大のとき  $\kappa \rightarrow$  小なる傾向がある。 $\theta_1$  に対しては、 $\theta_1$  が大きくなると、 $\kappa$  は若干小さくなるようであるが、 $\theta_1$  に対する  $\theta_2 - \theta_1$  の範囲が小さく、明確ではない。弯曲分岐においては、分岐点偏角  $\alpha$  が大きいほど  $\kappa$  は小さくなり、その減少は弯曲二次流の発達域において急激で、 $\alpha = 90^\circ$  では  $X/B_0 = 5, 10$ （Y型、 $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = 90^\circ$ ）の  $\kappa$  にほぼ等しくなる。また、 $B_0/h_0$  が大きくなると、 $\kappa$  は、若干ではあるが、小さくなる傾向がみられる。こうした  $\kappa$  の変化は、主・分水路におけるエネルギー損失によるものと思われる。Y型分岐の場合、図-3.9 に示すエネルギー損失の変化から知られるように、 $\theta_2 - \theta_1$  が大なるほど  $h_{L2} - h_{L1}$  が大となり、主水路におけるエネルギー損失に対して、分水路の損失が相対的に増大することから、 $\kappa$  は減少するものと推察される。 $B_0/h_0$  に対する  $\kappa$  の変化は、 $\theta_2 - \theta_1 < 0$  において、エネルギー損失の場合と逆の対応を示す。この理由は定かでない。弯曲分岐においても、 $\alpha$  が大きいほど分水路でのエネルギー損失が大きくなり、 $\kappa$  は減少するものと思われる。そして、発達域における急激な減少は、弯曲部における水流の曲率に関係するようである。弯曲部における河床面近傍を除く流れは、発達域では流向が水路壁と一致するようになり、分水路への流入が制限されて、 $\kappa$  は急激に減少するも

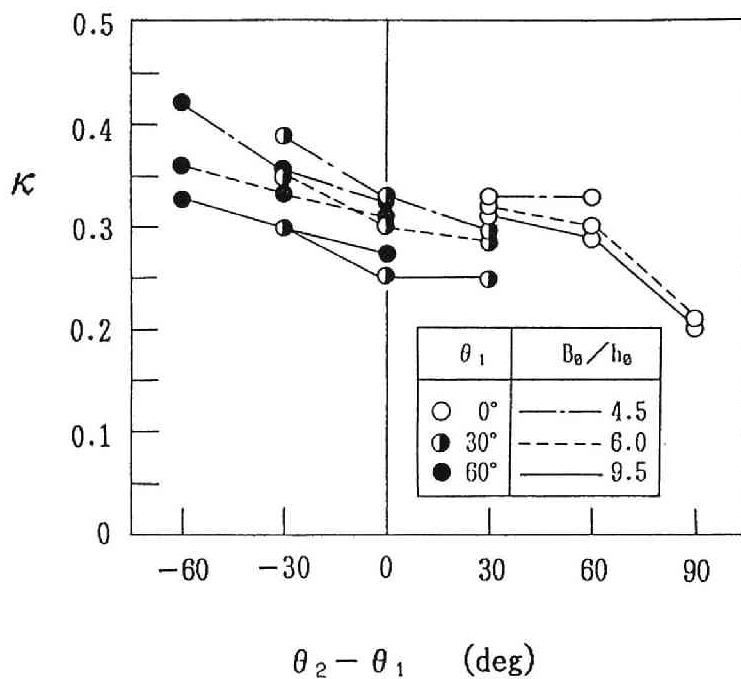


図 3. 16 流量配分比  $\kappa$  と主・分水路の偏角の関係 (Y型分岐)

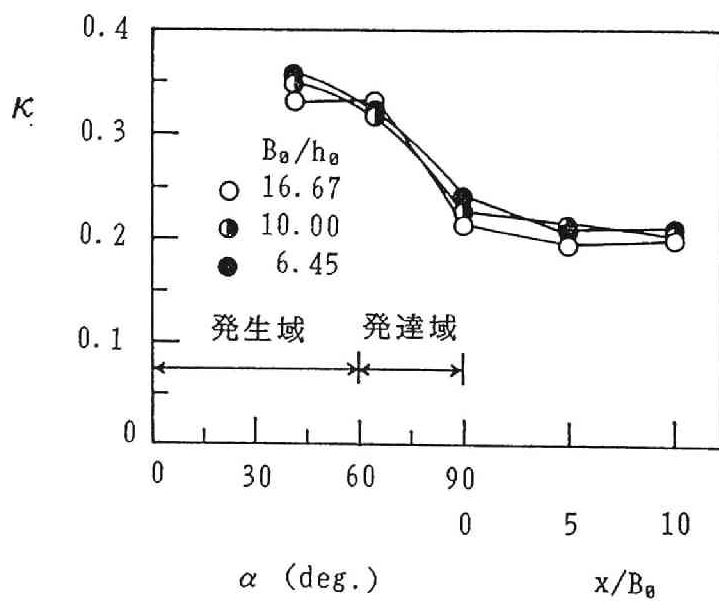


図- 3. 17 流量配分比  $\kappa$  と分岐点偏角の関係 (弯曲分岐)

のと思われる。分岐点より上流の水路平面形状の影響の大きさが知られる。

### 3.4.2 流量配分比の算定法

分岐部周辺の流れは、分岐に伴うエネルギー損失が卓越することに特徴づけられる。このエネルギー損失は、図-3.15に示すように、断面急拡大で行われている方法で推定される。このことは、エネルギー方程式を用いて、流量配分比  $\kappa$  の算定が可能であることを意味している。

図-3.6に示すように、分岐前後に検査面をとり、主水路上・下流および分水路の諸量に添字0、1、2を付して表し、断面0-1間、0-2間の摩擦によるエネルギー損失を無視すると、連続式およびエネルギー方程式はつぎのように表される。

$$Q_1 = (1 - \kappa) Q_0, \quad Q_2 = \kappa Q_0 \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\begin{aligned} E_0 = z_0 + h_0 + \beta_0 \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + h_1 + \beta_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_{L1} \\ &= z_2 + h_2 + \beta_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_{L2} \quad \dots\dots\dots (3.10) \end{aligned}$$

ここに、 $Q$ は流量、 $z$ は位置水頭、 $h$ は水深、 $V$ は平均流速、 $h_L$ は形状損失水頭、 $\beta$ はエネルギー補正係数である。いま、 $z_1 = z_2$ とし、また、断面1および断面2では流速は一樣と考えられるから、 $\beta_1 = \beta_2 = 1$ とすると、(3.9)式、(3.10)式より流量配分比に関する次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \kappa &= \frac{1}{(1 + Q)} \\ Q &= \frac{B_1 F_{r1}}{B_2 F_{r2}} \left\{ \frac{F_{r2}^2 (1 + \zeta_2) + 2}{F_{r1}^2 (1 + \zeta_1) + 2} \right\}^{3/2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに、 $F_r$ はフルード数、 $B$ は水路幅、 $\zeta$ はエネルギー損失係数である。

流量配分比  $\kappa$  を求めるには、与えられた流量条件のもとで、まず  $\kappa$  を仮定し、 $F_{r1}$ 、 $F_{r2}$  を求めるとともに、エネルギー損失のところで述べた方法で  $\zeta_1$ 、 $\zeta_2$  を求める。ついで、それらが(3.11)式を満足するかどうかを調べ、満足しなければ  $\kappa$  を仮定しなおして(3.11)式を満足するまで繰り返す。こうして求めた流量配分比と実験値を比較したのが図-3.18である。計算値と実験値は良く一致し、この算定法の妥当性がうかがえる。参考までに、図-3.19に、エネルギー損失  $\zeta_1$ 、 $\zeta_2$  を無視して計算した値と実験値を比較している。計算値は一定で、一部のデータを除き、実験値とかなりずれる。分岐に伴うエネルギー損失を無視した流量配分比  $\kappa$  の計算値は、主・分水路の偏角の効果を表せない。分岐に伴うエネルギー損失の重要性が知られる。

ここに提案した流量配分比の算定法は、エネルギー損失の推定に関して、その一般性に問題は残るが、流路の偏角によるエネルギー損失が考慮されているため、従来の算定

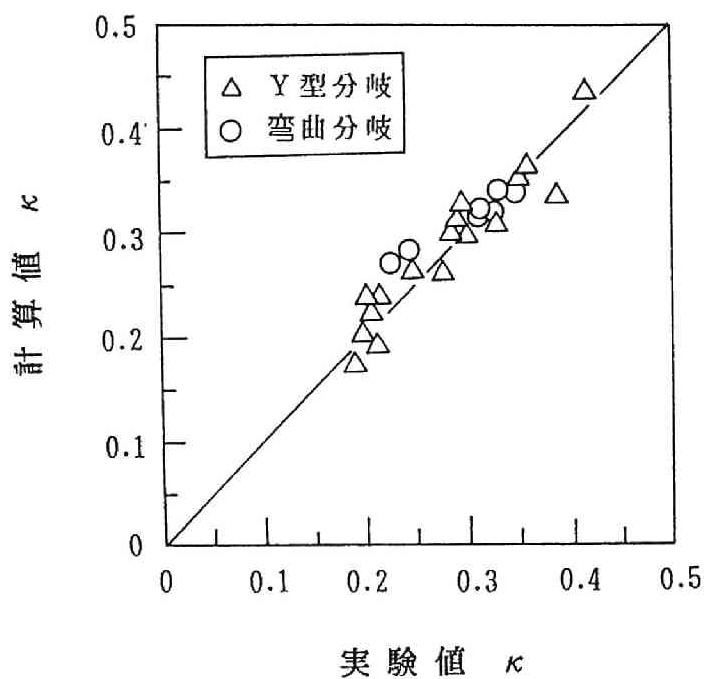


図-3.18 流量配分比の計算値と実験値の比較

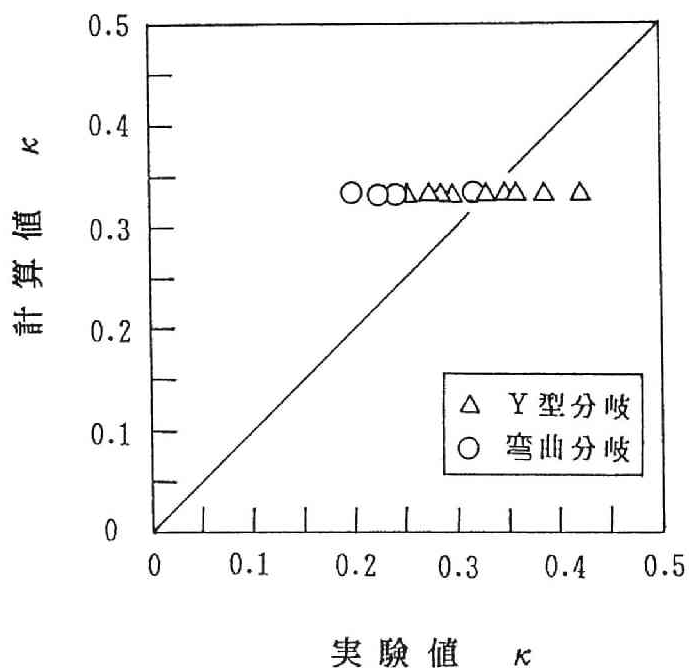
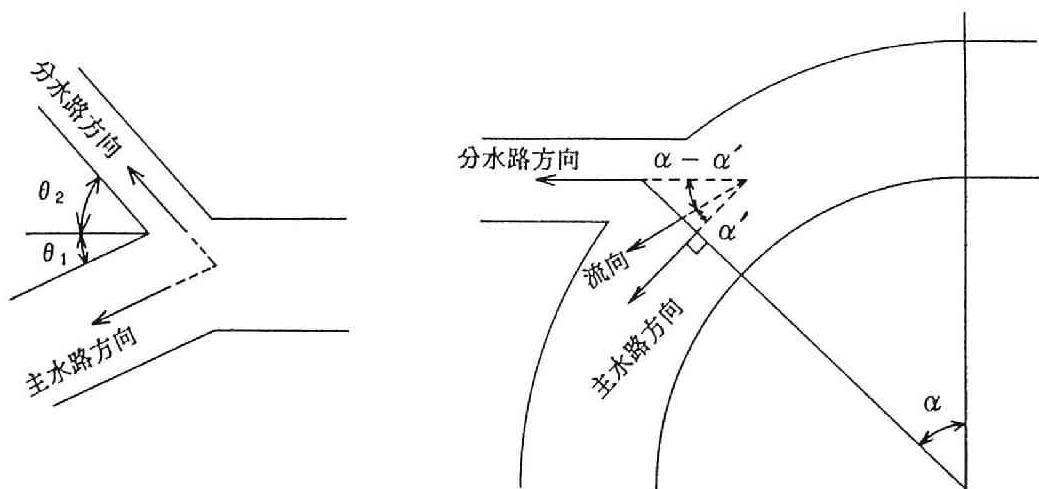


図-3.19 エネルギー損失を無視した場合の流量配分比の計算値と実験値の比較

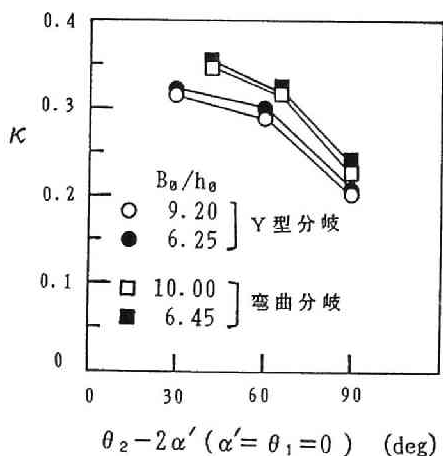


図－3. 20 Y型分岐と弯曲分岐の対応関係

法<sup>16)～19)</sup>より一般性が高く、よりの確に流量配分比を推定することができる。

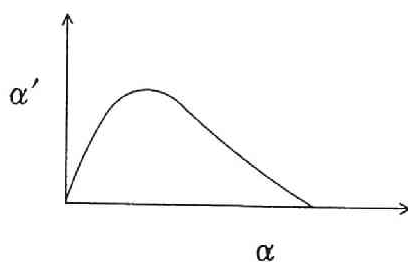
### 3. 4. 3 Y型分岐と弯曲分岐の対応関係<sup>20)</sup>

弯曲分岐の流量配分比は、図－3. 14を用いることにより算定できる。この方法は任意の分岐形状に対しても適用できるが、そのためには、それぞれの形状に対応した等価断面幅比  $r_1$ 、 $r_2$  を求める必要があり、多くの実験を必要とする。しかし、より一般的な分岐形状における実験によって、他の形状の流量配分比が類推されると、その基本的な形状だけについて実験を行えばよいことになる。そこで、Y型分岐と弯曲分岐の対応を考えてみる。



図－3. 21 Y型分岐と弯曲分岐の流量配分比の比較

Y型分岐水路における主・分水路の平面形状と弯曲分岐水路のそれとの対応は、これまでの結果から考えて、図－3. 20に示すよう



図－3. 22 分岐点偏角による流向  $\alpha'$  の変化の模式図



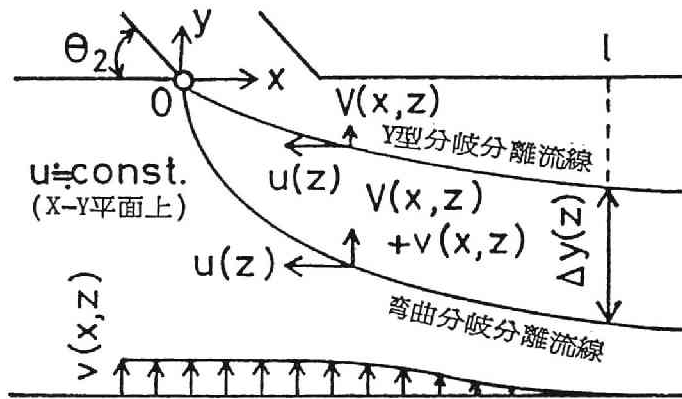


図 3. 23 Y型分岐と弯曲分岐の分離流線の概念図

に、Y型分岐の偏角  $\theta_1$  に対応する弯曲分岐水路の角度は、水路方向と流向のなす角  $\alpha'$ 、 $\theta_2$  に対応する角度は、分岐点偏角  $\alpha$  と  $\alpha'$  との差  $\alpha - \alpha'$  になると思われる。この対応関係にもとづいて、Y型分岐と弯曲分岐の流量配分比を比べる。水路方向と流向のなす角  $\alpha'$  は不明のため、 $\alpha' = 0$  として、 $\theta_1 = 0$  の場合のY型分岐の流量配分比  $\kappa$  と弯曲分岐の  $\kappa$  とを比べたのが 図-3. 21 である。同じ  $\theta_2(\alpha)$  に対して、弯曲分岐の  $\kappa$  の方がY型分岐の  $\kappa$  より大きくなっている。これは、 $\alpha = 0$  としたためで、弯曲分岐の結果が右へ  $2\alpha'$  シフトしているためである。この  $\alpha'$  の変化は、図-3. 22 のようになるものと推察される。いま、実験結果より  $\alpha'$  を推算すると、 $\alpha = 90^\circ$  で  $\alpha' \approx 5^\circ$ 、 $\alpha = 65^\circ$  で  $\alpha' \approx 18^\circ$ 、 $\alpha = 42^\circ$  で  $\alpha' \approx 20^\circ$  となる。

こうした  $\alpha'$  の変化は、分岐部までに生ずる弯曲二次流の発達によって、図-3. 23 に示すような分離流線のずれが生ずるためと推察され、つぎのように考えられる。分離流線のずれをもたらし弯曲二次流速を  $v(z)$  とすると、図-3. 23 を参照して、弯曲分岐の分離流線の方法は、Y型分岐の分離流線の方法に比べて、 $\partial y / \partial x = v/u$  だけ異なる。すると、弯曲の影響が現れない地点 ( $x=l$ ) において、Y型と弯曲分岐水路における分離流線の差  $\Delta y$  はつぎのようになる。

$$\Delta y = \int_0^l \frac{v}{u} dx, \quad (u \approx \text{const.})$$

..... (3. 12)

これに伴う弯曲分岐の分水路流量の増分  $\Delta Q$  は、

$$\Delta Q = \int_0^h u \Delta y(z) dz = \int_0^l \int_0^h v(z) dz dx$$

..... (3. 13)

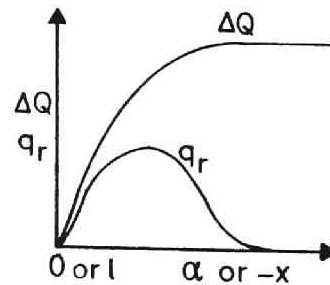


図-3. 24 弯曲分岐における分水路流量増大の模式図

と表される。ここで、 $\int_0^h v(z) dz = q_r$ についてみると、図-3.24に示すように、弯曲二次流の発生域では $q_r > 0$ となり、発達域では $q_r \approx 0$ となることが推察される。したがって、(3.13)式の $\Delta Q$ は、発生域においては、偏角 $\alpha$ が大きくなるにつれて増加し、発達域では一定値となる。そこで、実験結果より、 $\Delta Q$ による流量配分比 $\kappa$ の増分を推算してみる。弯曲分岐において、分岐点偏角が $42^\circ$ 、 $65^\circ$ および $90^\circ$ の場合、Y型分岐の $\kappa$ に比べて、それぞれ15%~17%、17%、10%~16%程度大きくなっている。現段階においては、 $v(z)$ に関する研究が十分でなく、(3.13)式にもとづいた十分な議論は出来ないが、Y型分岐における実験値の違いは上述の対応関係によって説明できると思われる。

### 3.5 流砂量配分の予測法

#### 3.5.1 主・分水路の偏角と流砂量配分

偏角 $\theta_1$ 、 $\theta_2$ や分岐点偏角 $\alpha$ による掃流砂量配分比 $\kappa_g$ の変化を示したのが図-3.25、図-3.26である。いずれの場合も掃流砂量配分比 $\kappa_g$ は、水路床近傍における

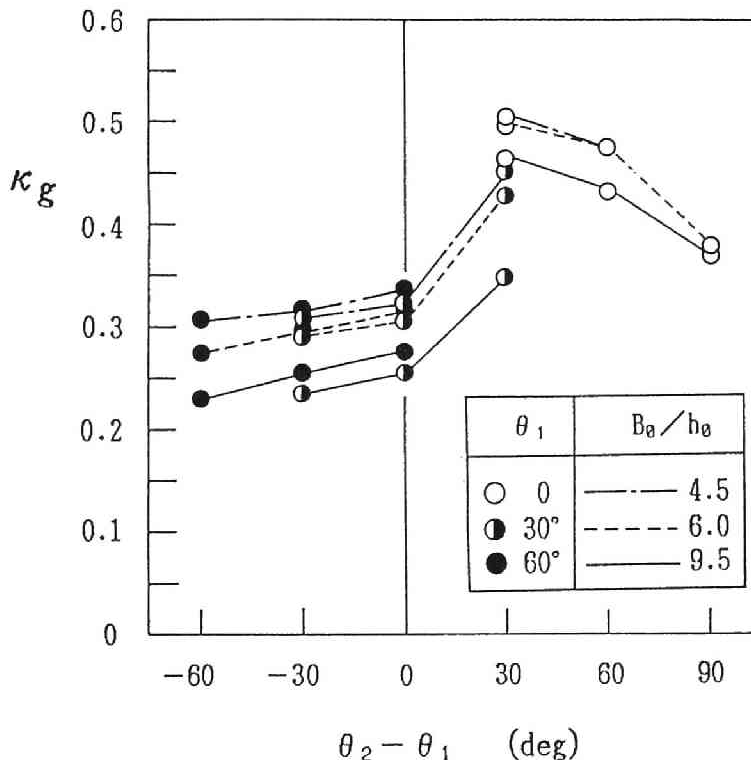


図-3.25 流砂量配分比 $\kappa_g$ と主・分水路の偏角および幅水深比の関係(Y型分岐)

分流境界流線をもとに求めている。つまり、分流の影響が現れない上流部で、水路幅に対する分水路側側壁から分流境界流線までの幅（分離流線幅）の比が  $\kappa_g$  に相当するものとしている。まず、図-3.25 に示す Y 型分岐の結果を見ると、 $\theta_1 = 0$  の場合を除き、 $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  大となり、図-3.16 に示される流量配分比の場合と逆の傾向を示す。幅水深比  $B_0/h_0$  に対しては、 $B_0/h_0 \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  小となり、流量配分比の場合と同じ傾向を示す。流跡線の測定から知られることであるが、これは、分岐に伴う二次流の発生により、水路床近傍では、 $\theta_1$  が小さくなるほど、 $\theta_2$  が大きくなるほど、つまり、 $\theta_2 - \theta_1$  が大きくなるほど分離流線幅が大きくなるとともに、それより上層の分離流線との間でねじれが生ずるためである。また、 $B_0/h_0$  の影響は、水深の増大に伴って、分岐に伴う二次流が発達するためと思われる。しかし、 $\theta_1 = 0$  の場合は、 $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  小となって、 $\theta_1 > 0$  の場合と逆の傾向を示す。これについては、有意な差か、実験誤差か定かでないが、図-3.16 に示されるように、 $\theta_1 = 0$  の場合、 $\theta_2$  が大きくなると、特に、 $\theta_2 > 60^\circ$  において、流量配分比  $\kappa$  が急激に小さくなることに関係するものと思われる。

ついで、図-3.26 に示す弯曲分岐の結果を見る。 $\alpha$  が大きくなるほど  $\kappa_g$  が減少する傾向は流量配分比と同じであるが  $\kappa_g$  の減少の方がより急激で、発達域では  $\kappa_g = 0$  となる場合もある。さらに、弯曲部における水深の増大にともなって  $\kappa_g$  は減少する傾向がみられ、流量配分比の場合と逆の傾向である。これは、分岐点より上流の弯曲二次流の発達程度によるものと思われる。つまり、 $\alpha$  が大きいほど水路床近傍の分離流線幅は狭くなって  $\kappa_g$  は減少し、水深が増大するほど弯曲二次流の規模が大きくなって、分離流線幅はさらに狭くなり  $\kappa_g = 0$  となる場合も生ずるものと推察される。

このような弯曲分岐の特性は、弯曲部の下流の直線領域において、分岐点の下流に移るに伴い、やがて消失することが推察される。

このことについて、分岐点水路幅  $B_0$  の 5 倍および 10 倍下流のデータに着目してみる。 $x/B_0 = 5$  の場合、掃流砂量配分比と流量配分比の比でみると、 $\kappa_g/\kappa = 1.2 \sim 1.7$  で、 $x/B_0 = 10$  では、 $\kappa_g/\kappa = 1.6 \sim 2.0$  となっている。従来の  $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = 90^\circ$  においては、 $\kappa_g/\kappa = 2.0$  程度の値<sup>21)</sup> が得られていることから、 $x/B_0 = 5$  の地点では、弯曲流の影響が消失するものと推察される。

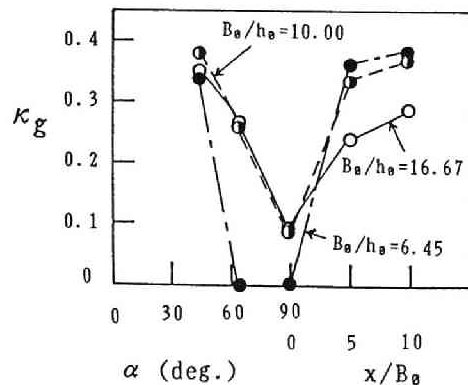


図-3.26 流砂量配分比  $\kappa_g$  と分岐点偏角の関係（弯曲分岐）

### 3.5.2 流砂量配分の算定に関する考察

従来の主な研究対象であった、Y型分岐で  $\theta_1 = 0$  の場合における  $\kappa_g$  は  $\kappa$  のみの関数として表されている。前項までの結果より、一般に、 $\kappa_g$  は次式のように表されるであろう。

$$\kappa_g = f(\kappa, \theta_2 - \theta_1 \text{ or } \alpha, B_0/h_0) \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

実験結果をもとに上式の関係調べる。まず、 $\kappa_g/\kappa$  と  $B_0/h_0$  の関係を見る。図一

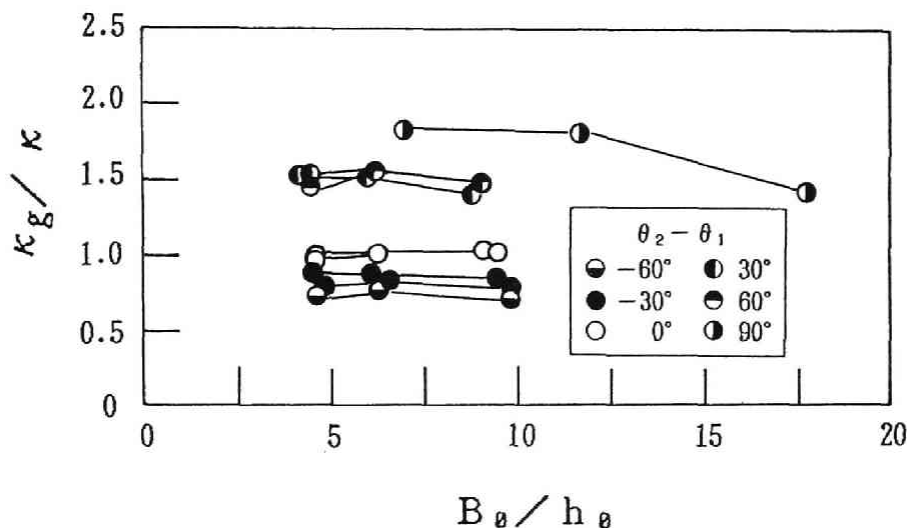


図-3.27  $\kappa_g/\kappa$  と幅水深比  $B_0/h_0$  の関係 (Y型分岐)

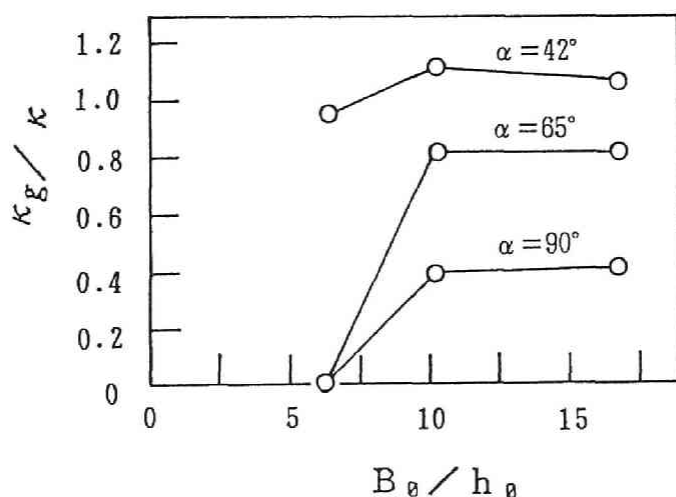


図-3.28  $\kappa_g/\kappa$  と幅水深比  $B_0/h_0$  の関係 (弯曲分岐)

3.27にY型分岐の場合を、図-3.28に弯曲分岐の場合を示す。Y型分岐の場合、 $B_0/h_0$ の影響は比較的小さく、 $\kappa_g/\kappa$ はほぼ一定とみなせる。弯曲分岐の場合は、 $B_0/h_0 < 10$ で $\kappa_g/\kappa$ は急減している。この $\kappa_g/\kappa$ に及ぼす $B_0/h_0$ の影響は、主に、分岐部より上流の二次流の発達程度によるものである。しかし、データは少ないものの、 $B_0/h_0 > 10$ の範囲では、Y型分岐と同様に、 $\kappa_g/\kappa$ はほぼ一定である。

ついで、Y型分岐の場合の $\kappa_g/\kappa$ 、偏角 $\theta_2$ と $\theta_1$ の差 $\theta_2 - \theta_1$ の関係を図-3.29に示す。 $\theta_2 - \theta_1$ の増大にともなって、 $\kappa_g/\kappa$ も大きくなる傾向が知られる。そして、本実験範囲において、 $\kappa_g/\kappa$ 、 $\kappa$ および $\theta_2 - \theta_1$ の間に、おおよそつぎのような関係が認められる。

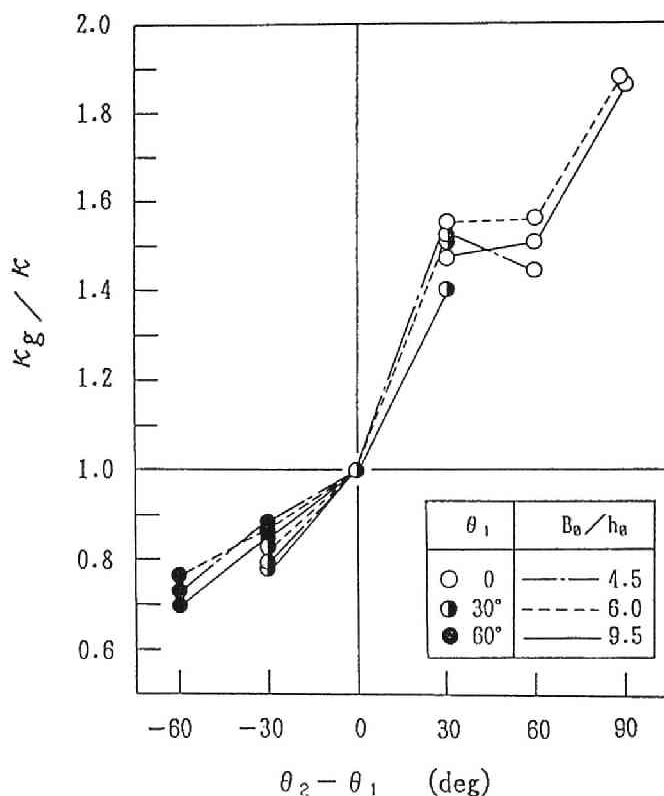


図-3.29  $\kappa_g/\kappa$ と主・分水路の偏角の関係

$$\left. \begin{array}{l}
 \theta_2 - \theta_1 = -60^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq 0.73 \kappa \\
 \theta_2 - \theta_1 = -30^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq (0.78 \sim 0.88) \kappa \\
 \theta_2 - \theta_1 = 0 \text{ のとき } \kappa_g \doteq \kappa \\
 \theta_2 - \theta_1 = 30^\circ, 60^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq (1.4 \sim 1.55) \kappa \\
 \theta_2 - \theta_1 = 90^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq 1.9 \kappa
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.15)$$

ところで、 $\theta_1 = 0$  (T型分岐) の場合、室田の実験式 (3.1) 式が提案されている。同式は、 $\theta_2 = 30^\circ$  のときの実験データにもとづいている。この実験式と著者のデータを比較してみる。それを図-3.30 に示す。室田の実験式およびデータは、著者のデータより大きな値となっている。これについては有意な差か、実験誤差なのかは定かでないが、一因としてつぎのことが考えられる。室田の実験をみると、流量配分比  $\kappa$  は主・分水路の下流端に設けられた堰によって調節されている。そして、流量配分比  $\kappa$  が 0.4 より大きい場合は、主水路下流端の堰高が分水路下流端の堰高より 4 cm ~ 6.5 cm (上流部の水

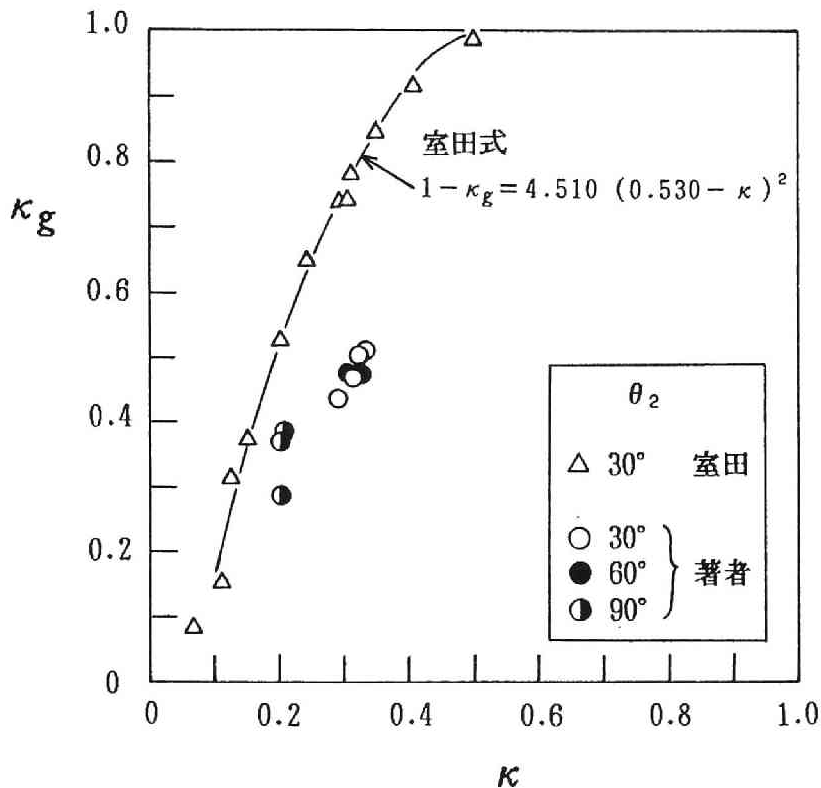


図-3.30  $\theta_1 = 0$  (T型分岐) の場合の  $\kappa_g$  と  $\kappa$  の関係における室田式と実験値の比較

深は 8 cm 程度) 大きい。本章の実験は、下流端堰を設けない実験であり、幅水深比が室田の実験とほぼ等しいケースをみると、流量配分比  $\kappa$  は、0.2 ~ 0.3 である。つまり、分水路幅  $B_2$  が主水路幅  $B_1$  より小さい場合 (室田の場合、 $B_2 / B_1 = 0.35$ ) に  $\kappa > 0.4$  となるのは、強制的に流量調節される場合のようである。この場合、分岐に伴う二次流も強められ、その結果、流砂量配分比も大きくなるものと思われる。

さて、 $\theta_1 = 0$ 、すなわち T 型分岐の場合の流砂量配分比  $\kappa_g$  は、第 2 章で展開した下層の流れの解析法により算定可能であることから、この方法によって流砂量配分比  $\kappa_g$  を

算定してみる。図-3.31 に流砂量配分比  $\kappa_g$  の計算値と実験値を比較している。図示のように、計算値と実験値は比較的よく一致している。この方法の妥当性が知られる。なお、計算では、(2.20) 式の  $N_*$  は 2 とした。

弯曲分岐の場合、 $\kappa_g$  の決定機構は、 $\kappa$  ばかりでなく、弯曲二次流の影響を強く受けることから、 $B_0/h_0$  の影響を無視できない場合もあり、Y型分岐の場合より極めて複雑であるが、 $\kappa_g = 0$  の場合を除くと、つまり、 $B_0/h_0 > 10$  の範囲では、図-3.32 のようになる。図中の実線は実験的に求めたものである。そして、

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 42^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq \kappa \\ \alpha = 65^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq 0.8 \kappa \\ \alpha = 90^\circ \text{ のとき } \kappa_g \doteq 0.4 \kappa \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.16)$$

なる関係が認められる。

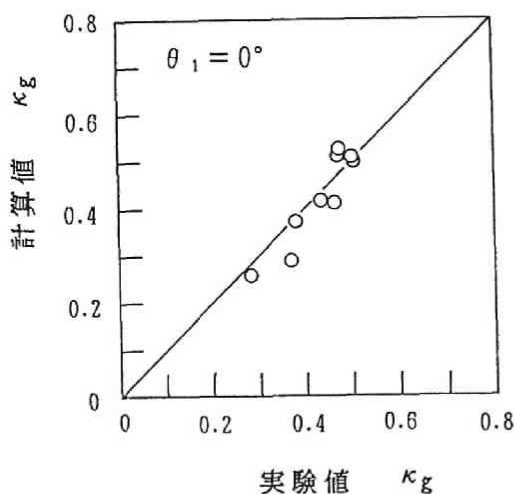


図-3.31 流砂量配分比の計算値と実験値の比較 ( $\theta_1=0$  の場合)

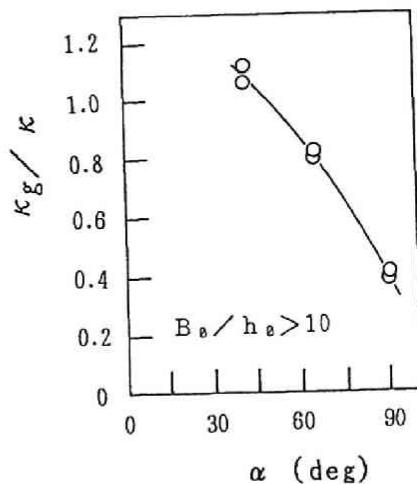


図-3.32  $\kappa_g/\kappa$  と分岐点偏角の関係 (弯曲分岐)

### 3.6 結 語

開水路分流を有効に行うためには、分岐部周辺の流路の平面形状を考慮した検討が重要である。本章においては、この点に鑑み、Y型分岐水路と弯曲分岐水路を用いた固定床自然分流水路実験を行った。そして、分岐部周辺の流況特性、分岐部周辺におけるエネルギー損失、流量・流砂量配分の予測法について考察した。

まず、分岐部周辺の上・下層の流線のずれの状態が、主・分水路の偏角によって変化す

ることを示し、分岐部周辺の二次流に及ぼす主・分水路の偏角の影響の大きさを明らかにした。また、分岐部直下流では、主・分水路とも、流速の横断勾配が大きくなって、流れの集中が生じ、その下流では発散することを示すとともに、流れの集中する領域では、垂直軸を持つ剥離渦が形成され、その規模は偏角  $\theta_1$ 、 $\theta_2$  や  $\alpha$  が大きいほど大きくなることを明らかにした。ただし、偏角が  $0^\circ$  の場合は、剥離域は形成されない。

剥離渦の形成にともなって、そこでのエネルギー損失が顕著となる。このエネルギー損失の機構は、単水路断面急拡大部のそれに類似しているという考えに立脚し、分岐部周辺のエネルギー損失の推定に、単水路断面急拡大部で行われている方法の適用を試みた。適用に際し、重要となる断面拡大率の逆数  $\gamma$  に対応する分岐部での条件について考察し、等価断面幅比  $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  を定義して、その推定図、図-3.12、図-3.14 を提示した。これらの図を用いて、分岐部周辺のエネルギー損失が推定されることを確めた。

流量配分比とエネルギー損失が密接に関係していることから、エネルギー方程式にもとづく流量配分比の算定式(3.13)式を導出し、上述の分岐に伴うエネルギー損失に関する成果を用いた流量配分比の算定法を提案した。この算定法の妥当性は、実験値との比較によって確かめられた。また、Y型分岐と弯曲分岐の流量配分比の対応関係についても考察した。

流砂量配分比の従来の算定式は、T型分岐を対象として、流量配分比のみの関数で表される。しかし、流砂量配分比は、流量配分比のみならず、主・分水路の偏角によっても変化する。この変化の様子を実験的に明らかにした。流砂量配分比を予測するためには、分岐部周辺における二次流の挙動を把握する必要があるが困難である。そこで、主・分水路の偏角、流量配分比、流砂量配分比の間の関係を実験的に求め、Y型分岐については図-3.29 を、弯曲分岐については図-3.32 を提案した。T型分岐に関しては、第2章の解析法によって、流砂量配分が推定されることを示した。

## 参 考 文 献

- 1) 川合茂・芦田和男：固定床開水路分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究、土木学会論文集、第405号、II-11、1989、pp. 139-146.
- 2) 室田明：開水路分水工の研究、土木学会論文集、第70号、別冊1-1、1960.
- 3) Committee on Sedimentation of Hydraulics Division: Sediment Control Method、Proc. ASCE、HY 9、1972、pp. 1647-1687. より引用
- 4) 中川博次・宇民正・武内等：分流に関する実験的考察、土木学会第21回年次講演会概要集、II-2、1966、pp. 77-78.
- 5) 中川博次・武内等：開水路分流に関する実験的考察、土木学会第22回年次講演



会概要集、Ⅱ－71、1967.

- 6) Law、S. W. ・ A. J. Reynolds : Dividing Flow in an Open Channel、  
Journal of the Hydraulics Division、ASCE、Vol. 92、HY 2、1966、pp.  
207 - 231.
- 7) Taylor、E. H. : Flow Characteristics at Rectangular Open-Channel  
Junctions、Transactions、ASCE、Vol. 109、1944、pp. 893 - 902.
- 8) L. M. Milne-Thomson : Theoretical Hydrodynamics、5 th Ed.、Macmillan、  
1968、pp. 289 - 292.
- 9) 道上正規・村雲治：分岐水路における土砂配分、土木学会第 32 回年次講演会概  
要集、1977、pp. 313 - 314.
- 10) 例えば、佐藤清一・吉川秀夫・杉本昭典：河川の分流に関する研究（3）－江  
戸川の分流機能設計－、土木研究所報告、1956、pp. 107 - 132.
- 11) 神谷隆太郎：河川分流の設計法（1）、土木技術資料 2 - 1、1960、pp. 9 - 12.
- 12) 芦田和男・土屋昭彦・神谷隆太郎：河川分流の設計法（2）、土木技術資料  
2 - 4、1960、pp. 129 - 133.
- 13) Habermaas、F. : Geschiebeeinwanderung in Werkkanäle und deren  
Verhinderung、Wasserkraft und Wasserwirtschaft、1935、pp. 97 - 103.
- 14) 村本嘉雄・井上喬之：開水路弯曲流の内部機構、京都大学防災研究所年報、第  
8 号、1965、pp. 451 - 427.
- 15) 芦田和男：開水路断面急拡部の水理とその適用に関する研究、京都大学防災研  
究所年報、第 5 号 A、1962、pp. 223 - 251.
- 16) 前出 2)
- 17) 前出 4)
- 18) 前出 5)
- 19) 前出 8)
- 20) 川合茂・芦田和男：河川分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究、  
第 25 回水理講演会論文集、1981、pp. 512 - 520.
- 21) 前出 3)

## 第4章 移動床水路における流量・流砂量配分に関する研究

### 4.1 概 説

移動床流れにおいては、洗掘・堆積現象が生ずるとともに、河床波の発生・発達が見られる。こうした場における分流では、周知のように、分岐部周辺で局所的な洗掘が生ずるとともに、分岐部より下流では、流量・流砂量の変化に伴って河床変動が生ずる。その結果、流量・流砂量配分も変化するものと推測される。したがって、移動床分流における流量・流砂量配分を規定する要因としては、固定床水路における要因の他に、分岐部周辺における河床変動も重要な要因と思われる。

移動床分流における流量・流砂量配分に関する従来の研究は少なく、2, 3 散見される程度である。Harbermaas<sup>1)</sup> は、分水路への土砂の流入防止の観点から、分岐部周辺に弯曲部を有する流路の平面形状4種について実験を行っている。そして、分岐点偏角が弯曲部終端付近にあるときは、分岐部周辺の洗掘孔の位置が定まらず、流量配分が安定しないと報告している。流量配分に及ぼす洗掘孔の影響を示唆しており、興味ある結果である。しかし、分岐部周辺の流路の平面形状は、系統的に選定されたものでないため、流量配分と流砂量配分の関係を明らかにするには至っていない。一方、貯水池堆砂の防止軽減を計る観点から、道上・村雲<sup>2)</sup> および田中・川合<sup>3)</sup> の研究がある。いずれの場合も、分岐部周辺の流路の平面形状は、主水路の偏角  $\theta_1 = 0$  のT型分岐の場合で、流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  の間の関係を調べている。道上・村雲の分水路の偏角は  $\theta_2 = 90^\circ$  で、田中・川合の場合は  $\theta_2 = 25^\circ$  である。道上・村雲は、図-4.1のように、著者らのデータも加え、固定床水路において得られた室田の実験式<sup>4)</sup> と比較している。道上・村雲の流砂量配分比  $\kappa_g$  は大きく、田中・川合の流砂量配分比  $\kappa_g$  は小さく、また、室田の実験式はそれらの平均的な値を与えることを示している。この違いについて、道上・村雲は開口比（開口幅／主水路幅）の違いによるものとしている。ちなみに、開口比が小さいほど  $\kappa_g$  は大きくなっている。これらの研究より、T型分岐における流砂量配分比と流量配分比の間の関係は、巨視的には、固定床水路における室田の実験式が適用できるようであり、分岐部周辺に形成される洗掘孔の影響は比較的小さいことが推察されよう。しかし、いずれの研究においても、分水路長は、分岐部下流の主水路長に比べ短い。図-4.1は、分岐部より下流の水路長の影響が河床変動に反映された結果とも考えられる。

移動床水路における流量・流砂量配分に関する研究は以上のような状況で、流量・流砂量配分、分岐部周辺の流路の平面形状および分岐部周辺の河床変動の間の関連性を明らかにする必要がある。

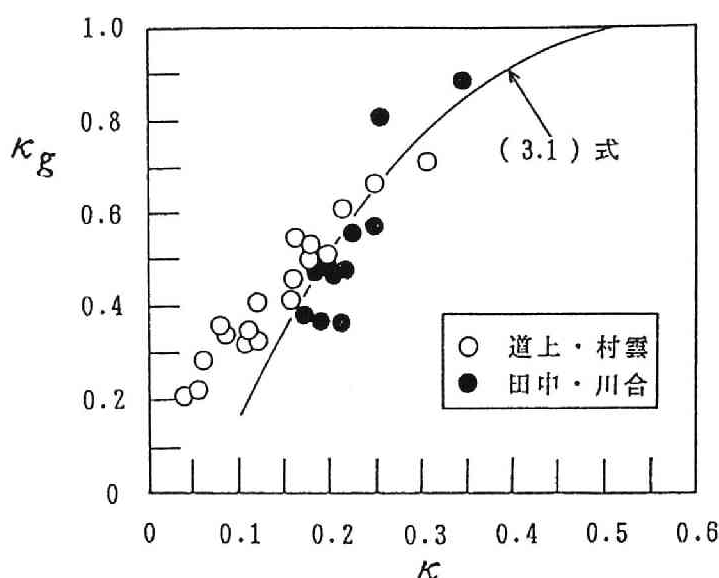


図-4. 1 Y型分岐で  $\theta_1 = 0$  の場合の流量・流砂量配分比の実験値および室田式の比較  
(道上・村雲<sup>2)</sup>による)

本章では、第3章と同じY型分岐水路および弯曲分岐水路の2種の分岐形状を対象に、初期河床形状は、平坦で、主・分水路の勾配を等しくした移動床実験を行い、上述の諸量の間の関連性について考察する。まずは、主・分水路の平面形状と分岐部周辺に形成される洗掘孔の形状や最大洗掘深について調べる。ついで、流量・流砂量配分の通水初期から平衡状態へ至るまでの経時変化と分岐部周辺の河床変動との関係について考察するとともに、通水初期を除いた流量・流砂量配分と分岐部周辺の流路の平面形状との関係を調べ、固定床水路の結果と比較する。流量配分の算定については、分岐に伴うエネルギー損失を検討し、第3章で示した固定床水路における算定法を適用する。また、平衡状態における流量・流砂量配分に及ぼす交互砂州と洗掘孔の影響を検討するとともに、その影響程度と固定床水路における分岐部周辺の流路の平面形状の影響程度を比較する。

#### 本章第2節から第4節までの実験の概要

実験に用いた水路は、第3章と同じY型分岐水路と弯曲分岐水路(図-3. 1)で、その諸元も同じである。ただし、表-4. 1に示すExp.No. 4Gの水路長は、図-3. 1(a)に示す長さより長く、分岐部の上・下流の長さは、主・分水路とも5mである。実験に用いた砂は、平均粒径が $d = 0.58 \text{ mm}$ のほぼ一様な分布を有するものである。

実験は、表-4. 1に示すように、主・分水路の平面形状6種類について、単水路弯曲流実験も加え、合計13ケース行った。単水路弯曲流実験は、分流実験との比較のために行われた。実験では、通水と同時に、水路上流端より給砂し、主・分水路の下流端では、適時、流量、流砂量を測定するとともに、水面形測定を行った。そして、水面形測定の直

表-4. 1 実験条件

	Exp. No.	$\theta_1(^{\circ})$	$\theta_2(^{\circ})$	Q(l/s)	$\kappa$	$\kappa_g$	$\tau_{*0}$
Y 型 分 岐	4A-1 4A-2	30	0	1.0 2.5	0.410 0.342	0.444 0.237	0.08 0.12
	4B-1 4B-2	30	30	1.0 2.5	0.381 0.225	0.364 0.217	0.08 0.12
	4G	0	30	4.0	0.200	0.210	0.15
		$\alpha(^{\circ})$					
弯 曲 分 岐	4I-1 4I-2	42		7.0 12.0	0.325 0.354	0.244 0.339	0.08 0.13
	4J-1 4J-2	65		7.0 12.0	0.332 0.243	0.433 0.440	0.08 0.13
	4K-1 4K-2	90		7.0 12.0	0.280 0.113	0.080 0.111	0.08 0.13
	4T-1 4T-2			7.0 12.0			0.08 0.13

後に、通水を停止し、河床形を測定した。水面形は、水路中央でのみ測定されたが、河床形は、分岐部周辺の河床変動に注目して測定した。下流端流砂量は、布袋やかごにより採取され、計測された。T型分岐実験における水面形、河床形の測定には、0.1 mm 読みのポイントゲージを用い、弯曲分岐実験では、0.5 mm 読みの砂面測定器を用いた。また、T型分岐および弯曲分岐実験では、パンチくずと軽量骨材をトレーサーとして流し、その軌跡をビデオカメラおよび8 mm カメラで撮影した。

## 4. 2 分岐部周辺の局所洗掘

### (1) Y型分岐における洗掘

分岐部周辺では流線の曲がりや、流れの集中・発散に伴って、局所的な洗掘孔が形成される。その例として、図-4.2 (a)、(b) に、実験終了時の分岐部周辺の河床等高線図を示す。図中の数値の0は初期河床高を示し、-は洗掘を、+は堆積を表す。(a) 図は、

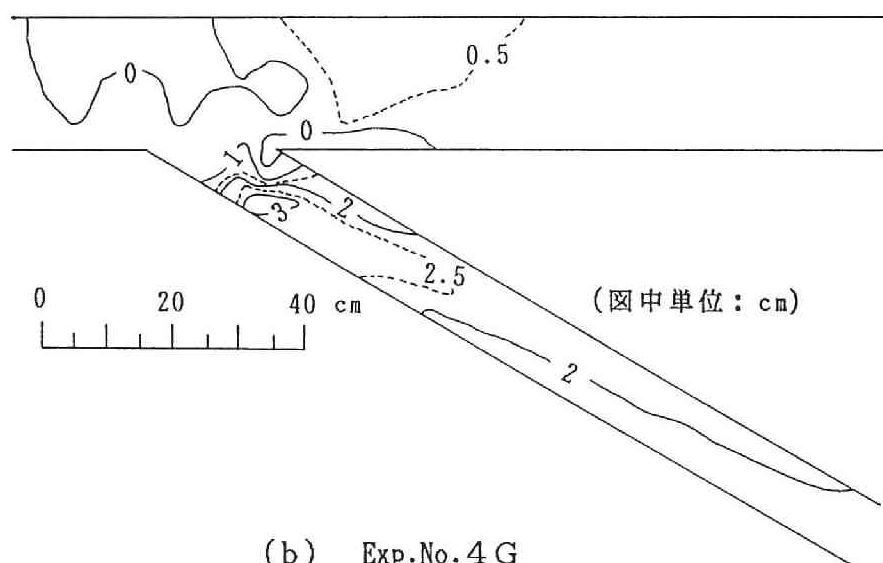
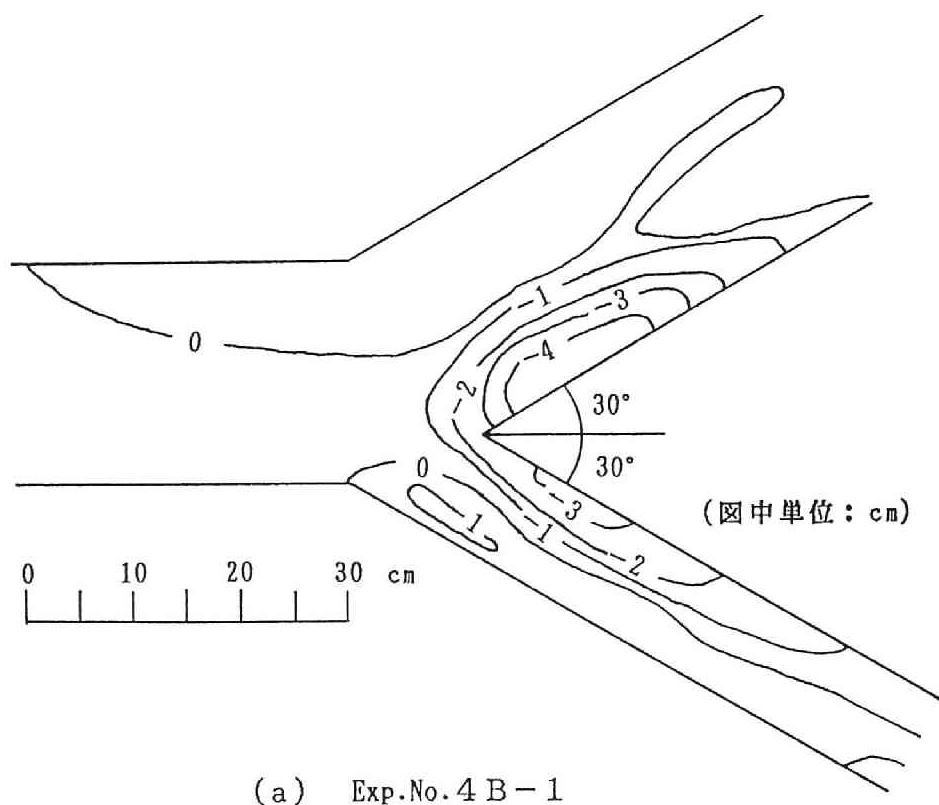


图-4. 2 河床等高线图

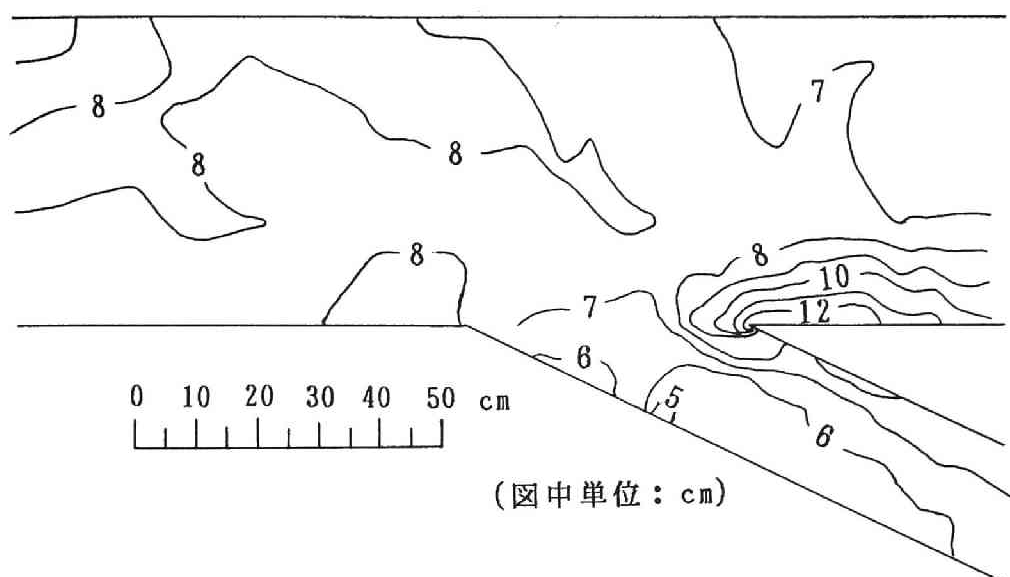
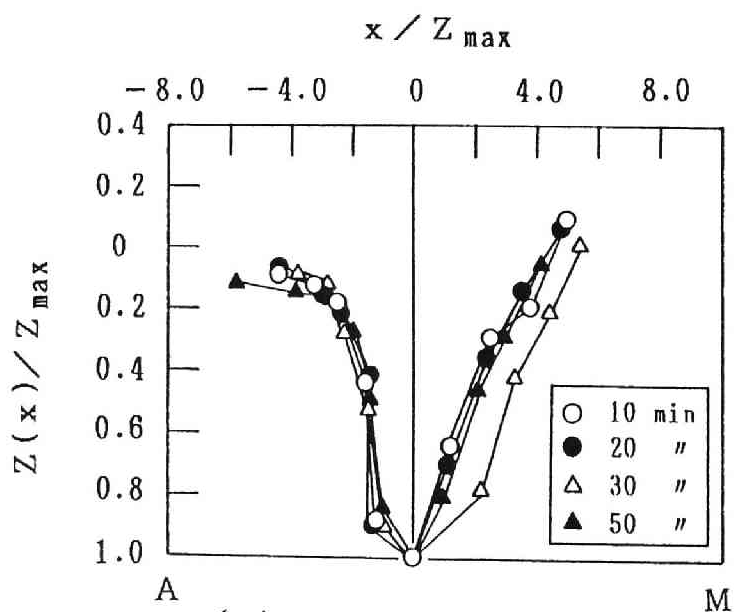
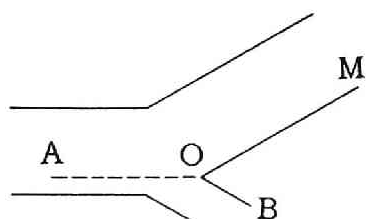
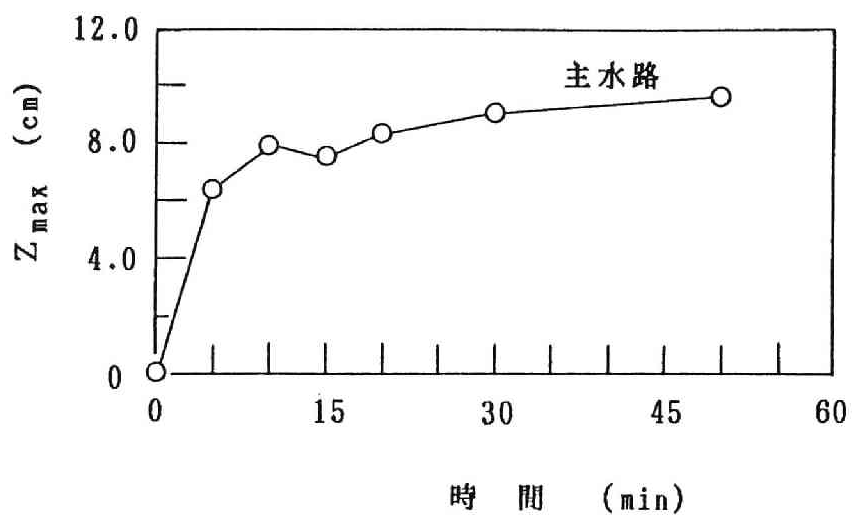


図-4. 3 河床等高線図(田中・川合<sup>3)</sup>による)

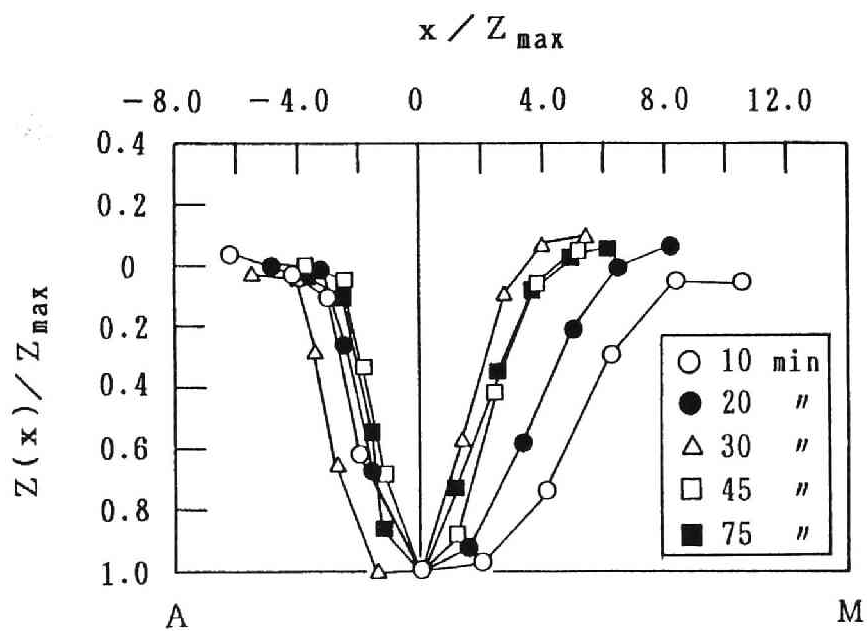
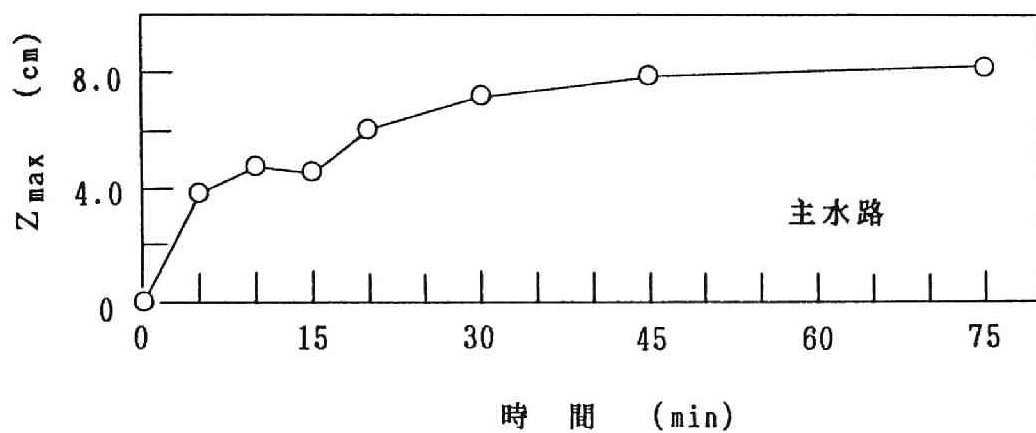
$\theta_1 = \theta_2 = 30^\circ$  (Exp.No.4B-1) の場合で、主・分水路を分けるくさび状の側壁に沿って、主水路側、分水路側とも同じような長さの細長の洗掘孔が形成されている。しかし、(b) 図に示す Exp.No.4G ( $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = 30^\circ$ ) の場合、主水路では、ほぼ初期河床高、分水路では、顕著な堆積がみられ、洗掘されない。 $\theta_1 = 0$  の場合の他の実験、村雲<sup>5)</sup>、田中・川合<sup>6)</sup> の実験をみると、例として、田中・川合の結果を図-4.3に示すが、くさび状の周辺で、顕著な洗掘がみられる。分岐部周辺の局所洗掘は、主・分水路の偏角のみならず、流量・流砂量配分比や主・分水路の下流条件にも影響されるものと推察される。つまり、つぎのように考えられる。 $\theta_1 = 0$  の場合の各実験の分水路長を比較すると、本実験では、分水路長  $L_2$  分水路幅  $B_2$  の比が  $L_2/B_2 = 48$  であるのに対し、村雲の場合は 10、田中・川合の場合は 12.5 である。 $\theta_1 = 0$  においては、図-4.1に示されるように、 $\kappa_g > \kappa$  となることから、分水路の河床勾配は、初期の状態より大きくなる。したがって、分水路長が大きいほど、分岐部の河床は高くなって、分岐部の洗掘が小さくなるものと思われる。一方、分水路右岸に形成される州の規模は、その幅を  $W$ 、長さを  $L$  とすると、いずれのケースも、 $W/B_2 \approx 0.5 \sim 0.7$ 、 $L/B_2 \approx 4.0 \sim 4.5$  であって、分水路幅  $B_2$  に規定されるものと思われる。

さて、洗掘孔が形成される場合のその形状を調べる。まず、縦断形状をみる。図-4.4(a) のまん中の図に示す測線 AOM (主水路) に沿って、最大洗掘深  $Z_{max}$  が生ず



(a) Exp.No. 4 B-2

図-4. 4 AOM 沿いの河床形状



(b) Exp.No. 4 A-2

図-4. 4 AOM沿いの河床形状



る位置から測った無次元距離  $x/Z_{max}$  (下流側を正とする) と、 $x/Z_{max}$  における無次元洗掘深  $Z(x)/Z_{max}$  との関係を図-4.4 (a) の下図に示す。なお、上図には、最大洗掘深の経時変化を示している。同図は、 $\theta_1 = \theta_2 = 30^\circ$  (Exp.No. 4B-2) の場合である。上図に示すように、洗掘は、通水初期 10 分～15 分までの進行が大きく、それ以後はゆっくりと進行する。洗掘形状は、下図のように、 $x > 0$  においても、 $x < 0$  においてもほぼ同じで、相似形を保ちながら洗掘が進行する様子が知られる。一方、図-4.4

(b) に示す  $\theta_1 = 30^\circ$ 、 $\theta_2 = 0$  (Exp.No. 4A-2) の場合、 $x < 0$  においては、(a)

図のケースと同じように、相似形を保って洗掘が進行するが、 $x > 0$  では、時間によって形状が変化している。(a) 図と (b) 図の違いは定かでないが、主・分水路の偏角によって、流量・流砂量配分比が異なることや、 $x > 0$  における流向に関係するものと思われる。ところで、各実験ケースの実験終了時における、 $x < 0$  の形状を比較したのが、図-4.5 で、くさびの頂点 (O 点) の位置も示している。いずれのケースも、ほぼ同じ形状を示すとともに、O 点から最大洗掘深までの距離  $S$  は、本実験範囲において、おおむね  $S/Z_{max} = 1.5 \sim 3$  となっている。なお、図-4.4 (a) のまん中の図に示す AOB (分水路) に沿った形状は、相似性がみられず、最大洗掘深が生ずる位置もかなり変化する。

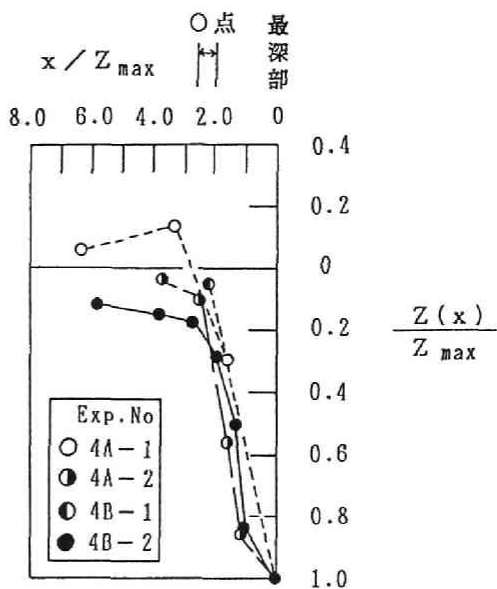
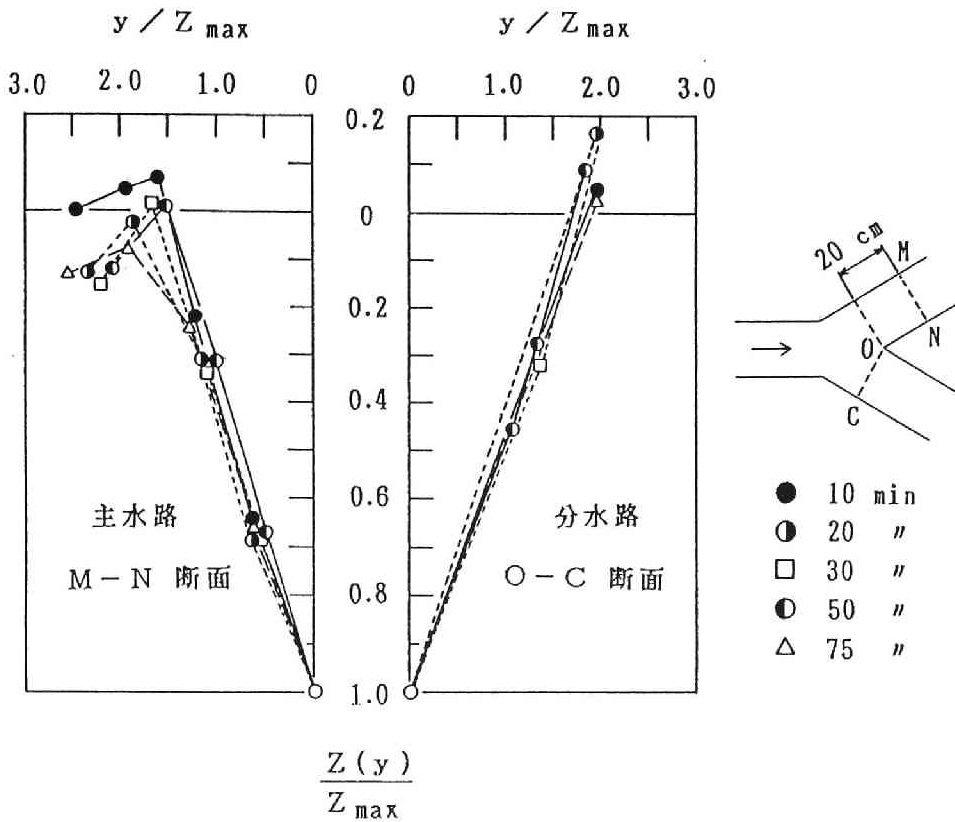


図-4.5 最深部前面の河床形状

ついで、横断方向の形状をみる。この場合も、最大洗掘深  $Z_{max}$  で無次元化して表す。図-4.6 (a)、(b) に、最深部からの横断距離  $y$  における無次元洗掘深  $Z(y)/Z_{max}$  と  $y/Z_{max}$  の関係を示す。(a) 図は、 $\theta_1 = \theta_2 = 30^\circ$  (Exp.No. 4B-2) の場合のものである。主水路、分水路とも、時間にかかわらず、ほぼ相似形を保っている。これらの断面における実験終了時の河床形をみたのが (b) 図で、主水路と分水路の河床形および主・分水路の偏角の異なるケースを比べている。いずれのケースも形状は相似である。そして、洗掘孔の斜面勾配は、 $30^\circ \sim 34^\circ$  で、砂の水中安息角に等しい。これは、洗掘孔底部の掃流域でのみ、砂が輸送され、洗掘孔斜面の砂は滑落するためと思われる。

## (2) 弯曲分岐における洗掘

弯曲水路では、内岸側に堆積が生じ、外岸は洗掘される。外岸側に分水路が取り付けられた場合の河床形状を調べる前に、単水路弯曲流における河床変動を把握しておく。図-4.7 に、流量  $Q = 12.0 \text{ l/s}$  の場合の外岸沿いの河床形の経時変化を示す。図示のよう

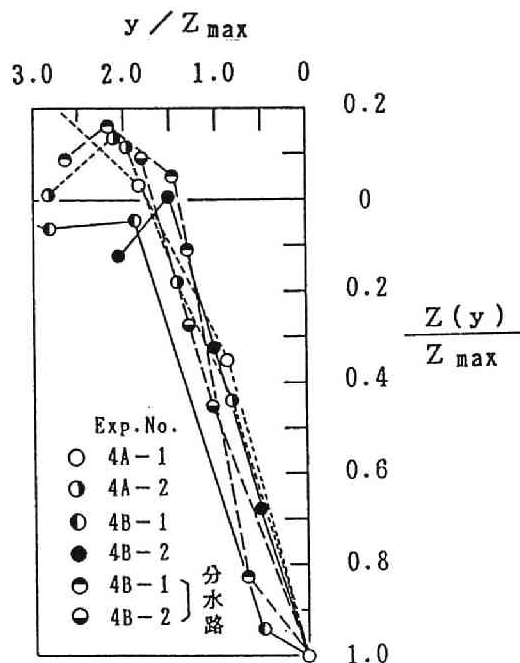


(a) 経時変化 (Exp.No.4 B-2)

図-4.6 横断河床形状

に、洗掘は偏角  $90^\circ$  付近から始まり、次第に上流に及ぶようで、最終的に、 $45^\circ$  から  $65^\circ$  の範囲の洗掘が卓越し、最大洗掘深は  $60^\circ$  付近で生ずることが知られる。なお、 $Q=7.0$   $l/s$  の場合もほぼ同じような傾向を示すが、弯曲部終端直下流でも洗掘が卓越し、その位置が最深部となって、最深部の位置が一定しないことを示している。こうした弯曲部における洗掘傾向は、村本・坂本・吉村<sup>7)</sup>の研究によってすでに明らかにされているとおりである。

さて、弯曲部外岸に分水路が設置された場合の外岸沿いの河床の経時変化を調べる。図-4.8 (a)、(b)に外岸沿いの河床縦断形を示す。(a)図は、分岐点偏角  $\alpha = 65^\circ$  (Exp. No.4 J-2) の場合の経時変化を示す。洗掘は、まず、分岐点偏角付近ではじまる。これは、いずれのケースにおいても同じである。同図で、洗掘が卓越するところは、開口部上流端 (偏角  $60^\circ$ ) 付近である。(b) 図は、実験終了時の形状の分岐点偏角による違い



(b) 実験終了時

図-4. 6 横断河床形状

を示したもので、比較のために、単水路の場合も示している。図示のように、いずれの場合も、分岐部より上流では、単水路における形状とほぼ同じである。分岐部より下流では、 $\alpha = 90^\circ$  の場合を除き、単水路の河床高より上昇している。これは、流量や流砂量の減少によるものと思われる。 $\alpha = 90^\circ$  の場合は、単水路とほぼ同じ形状を示す。これは、流量・流砂量配分比が 0.1 程度と小さいためと思われる。ただし、分岐部直下流では、Y 型分岐と同じように、局所的な洗掘が生じている。このことについては、上述した、最深部の位置が一定しないことと関係するのか、分流の特性かは定かでない。

図-4. 9 に、分岐点が弯曲部にある場合の、分岐部より下流（偏角  $75^\circ$ ）の横断形状を、単水路の形状と比べている。水路外壁からの距離  $y$  および洗掘深  $Z(y)$  は、断面の最大洗掘深  $Z_{max}$  で無次元化し

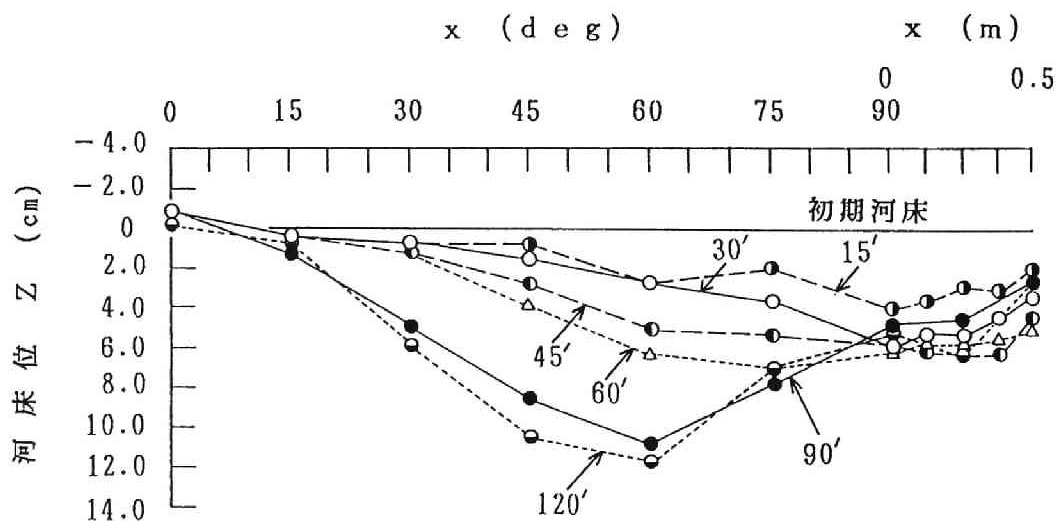
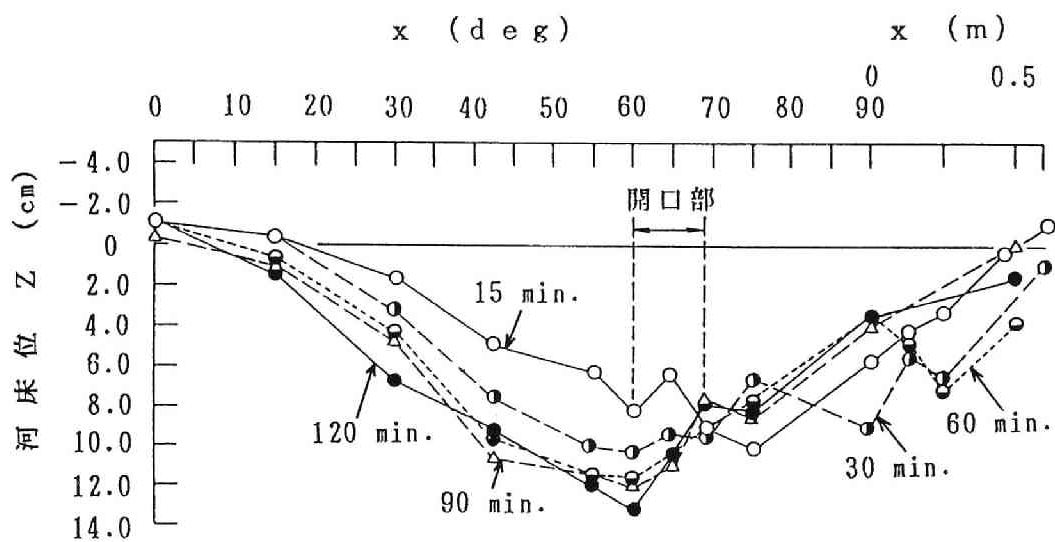
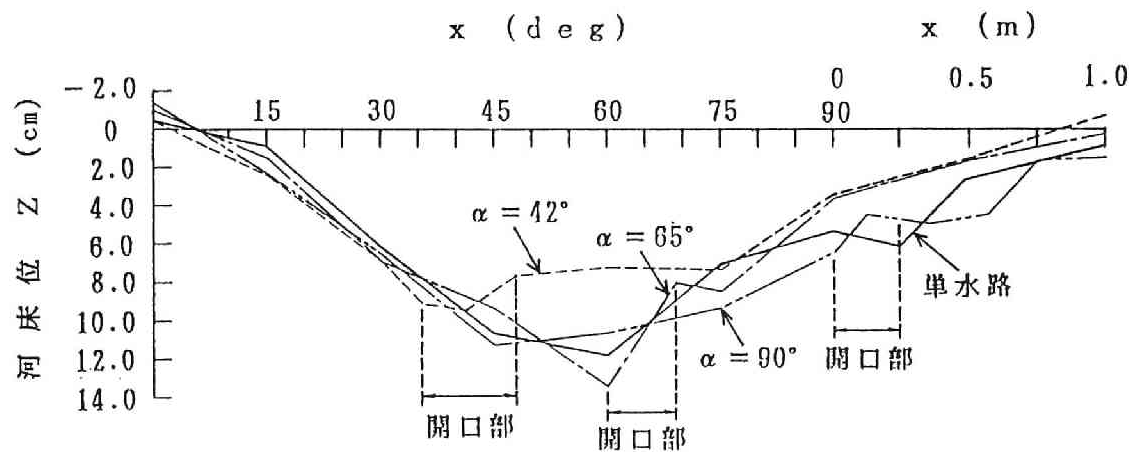


図-4. 7 単水路弯曲水路における外岸沿いの河床形状



(a) 経時変化 (Exp.No. 4 J-2)



(b) 実験終了時

図-4. 8 弯曲分岐の外岸沿いの河床形状

て表している。図示のように、横断河床形状は、巨視的には相似形であるが、分流時の勾配は単水路の場合より若干大きくなっている。同図は、流量  $Q = 12.0 \text{ l/s}$  の場合であるが、 $Q = 7.0 \text{ l/s}$  の分流時の勾配は、単水路の場合より若干小さくなるケースもある。こうした若干の変化は、流量・流砂量の変化に伴って、分岐部より下流の弯曲らせん流の流向が変化するためと思われる。

つぎに、分水路の洗掘状況をみる。図-4.10の上図に示される AOB に沿った河床形の経時変化を下図に示す。この AOB 沿いに最深部が現れる。同図は、分岐点偏角  $\alpha = 42^\circ$  (Exp. No. 4 I - 2) の場合である。図示のように、時間とともに洗掘が進行するが、各時間の最深部は、常に O 点で、弯曲部外岸である。分水路における洗掘は、弯曲部の洗掘に支配されることが知られる。なお、洗掘部下流の河床高は、分岐点偏角  $\alpha$  によって顕著な差がある。それを示したのが図-4.11 で、実験終了時における断面平均河床縦断形を示している。 $\alpha = 42^\circ$ 、 $\alpha = 65^\circ$ 、 $\alpha = 90^\circ$  の順に河床は高くなっている。これは、流量・流砂量配分の分岐点偏角による変化および弯曲部における洗掘によるものと思われる。同図に示す流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  の関係は、 $\alpha = 42^\circ$  で  $\kappa_g = 0.96 \kappa$ 、 $\alpha = 65^\circ$  で  $\kappa_g = 1.81 \kappa$ 、 $\alpha = 90^\circ$  で  $\kappa_g = 0.98 \kappa$  となる。 $\kappa$  より  $\kappa_g$  が大きいほど分水路の河床勾配は大きくなって、河床が上昇することから、 $\alpha = 42^\circ$  より  $\alpha = 65^\circ$  の場合の河床の方が高くなるものと思われる。 $\alpha = 90^\circ$  の場合、 $\kappa_g = 0.98 \kappa$  であるが、分岐部の直上流が最も洗掘される領域であることから、洗掘された土砂の一部が分水路へ流入するため、河床が上昇するものと思われる。

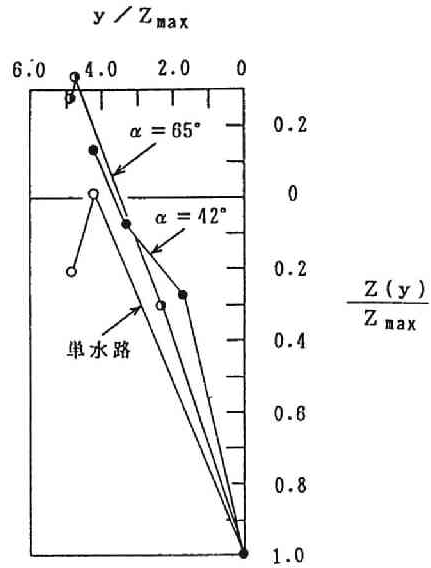


図-4.9 弯曲部横断河床形 (偏角  $75^\circ$ )

時間とともに洗掘が進行するが、各時間の最深部は、常に O 点で、弯曲部外岸である。分水路における洗掘は、弯曲部の洗掘に支配されることが知られる。なお、洗掘部下流の河床高は、分岐点偏角  $\alpha$  によって顕著な差がある。それを示したのが図-4.11 で、実験終了時における断面平均河床縦断形を示している。 $\alpha = 42^\circ$ 、 $\alpha = 65^\circ$ 、 $\alpha = 90^\circ$  の順に河床は高くなっている。これは、流量・流砂量配分の分岐点偏角による変化および弯曲部における洗掘によるものと思われる。同図に示す流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  の関係は、 $\alpha = 42^\circ$  で  $\kappa_g = 0.96 \kappa$ 、 $\alpha = 65^\circ$  で  $\kappa_g = 1.81 \kappa$ 、 $\alpha = 90^\circ$  で  $\kappa_g = 0.98 \kappa$  となる。 $\kappa$  より  $\kappa_g$  が大きいほど分水路の河床勾配は大きくなって、河床が上昇することから、 $\alpha = 42^\circ$  より  $\alpha = 65^\circ$  の場合の河床の方が高くなるものと思われる。 $\alpha = 90^\circ$  の場合、 $\kappa_g = 0.98 \kappa$  であるが、分岐部の直上流が最も洗掘される領域であることから、洗掘された土砂の一部が分水路へ流入するため、河床が上昇するものと思われる。

### (3) 最大洗掘深

最大洗掘深を推定することは、実際問題で重要となる。しかし、それを定量的に表すのは容易でない。ここでは、実験結果にもとづき、大まかな傾向を調べる。

Y型分岐の場合は、最大洗掘深  $Z_{max}$  と洗掘孔が形成される断面周辺の平均水深  $h_m$  との比  $Z_{max}/h_m$  を、弯曲分岐の場合は、 $Z_{max}$  と単水路における、弯曲部周辺の平均水深  $h_{Tm}$  との比  $Z_{max}/h_{Tm}$  をとり、それらと主・分水路の偏角  $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 、 $\alpha$  との関係を調べたのが図-4.12 である。同図には、単水路弯曲流の結果も破線で示される。実験数が少なく、水理条件も広くないため、明確なことはいえないが、本実験範囲においては、主・分水路の偏角にかかわらず、 $Z_{max}/h_m$  や  $Z_{max}/h_{Tm}$  は、おおむね、1.0 ~ 2.5 の値を示している。

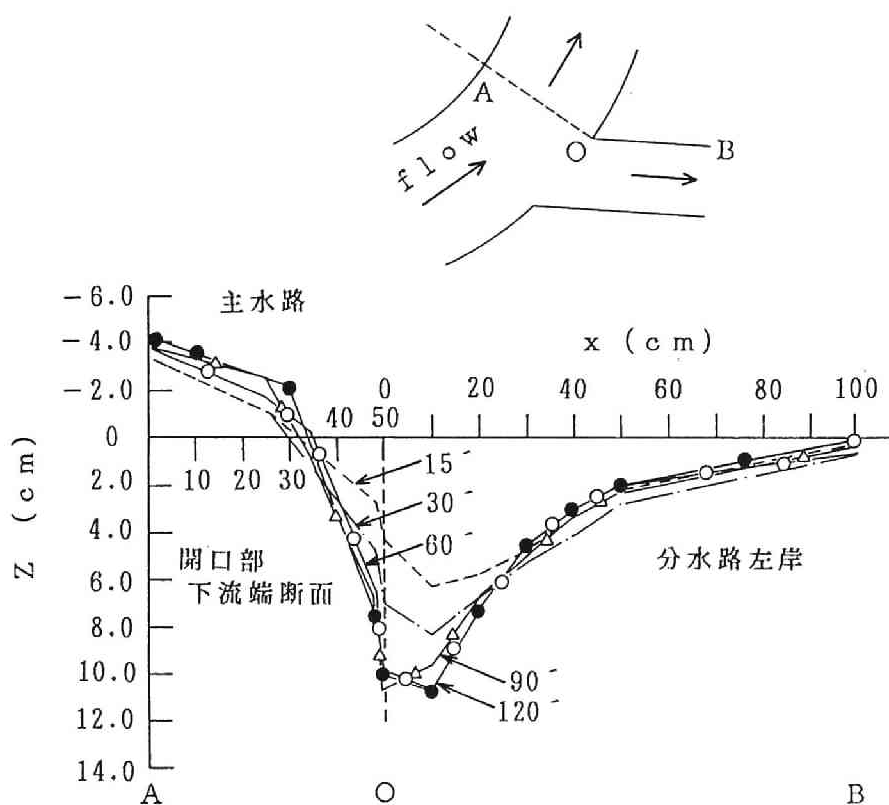


図-4. 10 AOB沿いの河床形状の経時変化

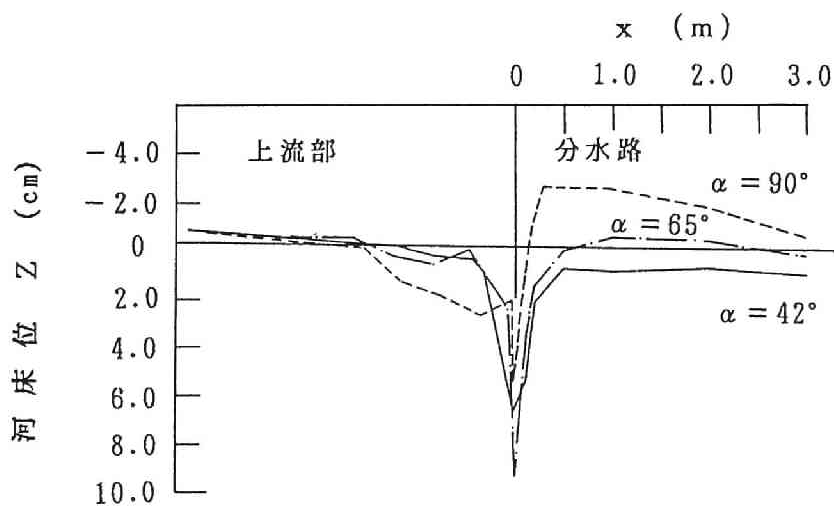


図-4. 11 分水路縦断河床形状

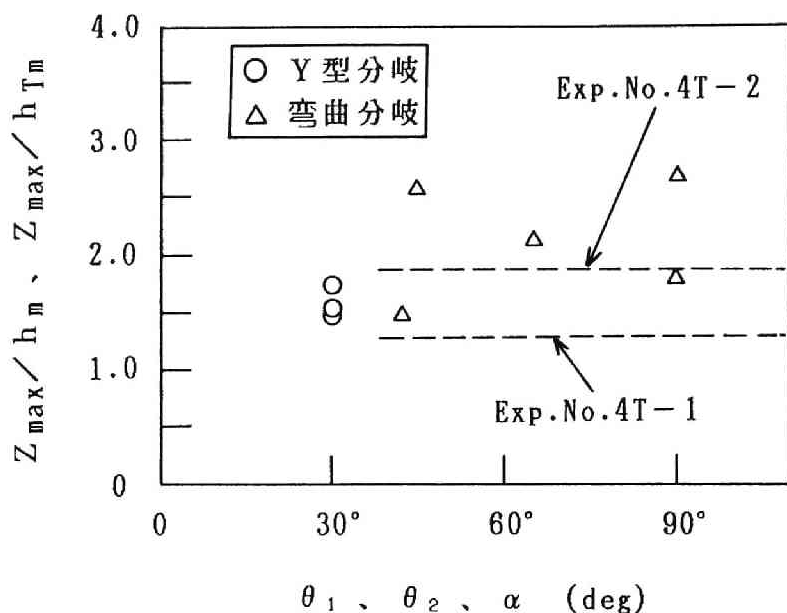


図-4.12 最大洗掘深と偏角の関係

### 4.3 流量配分の予測法

#### 4.3.1 流量配分の経時変化と河床変動

まず、通水初期からの流量配分比  $\kappa$  (分水路流量/全流量) の経時変化を調べる。移動床水路における特徴がよく現れており、また、比較的長時間通水した Exp.No.4 G ( $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = 30^\circ$ ) の結果について述べる。図-4.13 の上図に、実験結果を示す。図示のように、通水初期は  $\kappa = 0.32$  であるが、その後1時間で、 $\kappa = 0.22$  まで減少する。その後は、ゆっくりと減少し、5時間～6時間後には  $\kappa = 0.2$  に落ちつく。こうした減少傾向について、横断方向に平均した河床縦断形をみる。図-4.14 に示すように、主水路においては、通水初期からあまり変化せず、初期河床に近い。しかし、分水路では、通水後30分～1時間の間に、分岐部直下流の河床はかなり上昇している。そこで、分岐部直下流における主水路と分水路の河床高の差  $Z_M - Z_B$  ( $Z_M$ : 主水路河床位、 $Z_B$ : 分水路河床位) をみると、図-4.13 の下図に示すように、通水後1時間の間に、 $Z_M - Z_B$  は0から-2 cm 程度と、分水路の河床の方が大きくなり、その後は、 $Z_M - Z_B = -2$  cm の回りを変動している。 $Z_M - Z_B$  の変化と流量配分比  $\kappa$  の変化を比べると、両者はよく対応し

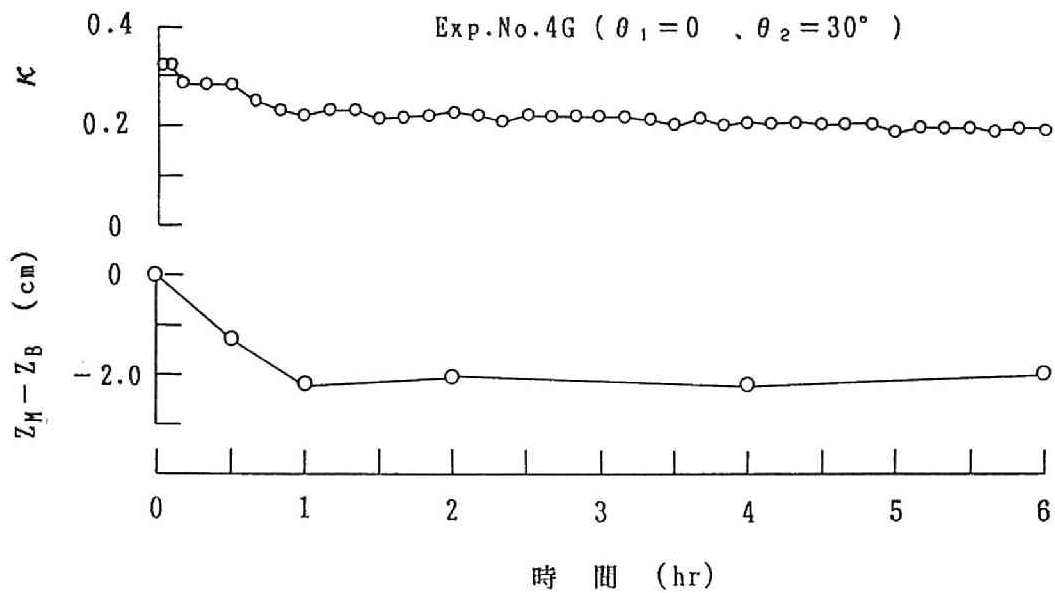


図-4.13 流量配分比の経時変化

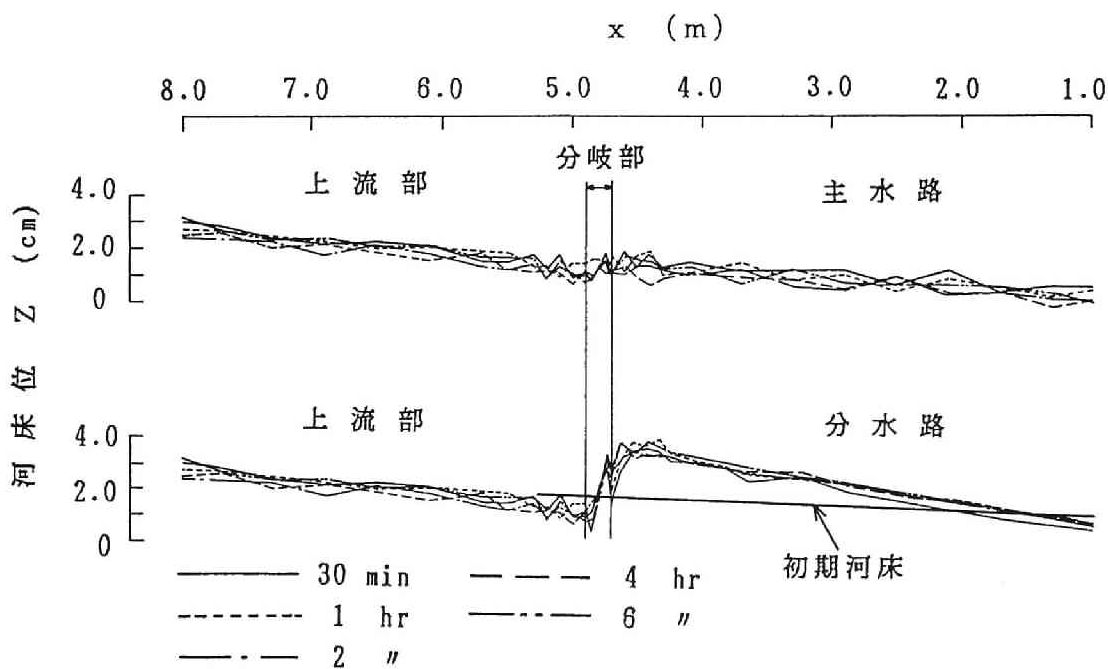


図-4.14 河床縦断形の経時変化



ている。流量配分比が減少するのは、分岐部直下流において、分水路の河床が主水路より高くなるためと思われる。

こうした流量配分比の変化を不等流計算によって検証してみる。水路横断方向に平均した河床縦断形を与え、分岐部直上流の断面で、主水路と分水路のエネルギー位が等しいという条件より流量配分比  $\kappa$  を求める。なお、計算においては、分岐に伴うエネルギー損失は無視する。図-4.15 に計算値と実験値を比較している。図示のように、通水 30 分後および 1 時間後の計算値は、実験値より若干小さくなっているが、計算値と実験値はよく一致している。ちなみに、前章で示した固定床における算定法を適用すると、 $\kappa = 0.30$  となる。以上のことから、この実験ケースにみられる流量配分比  $\kappa$  の減少傾向は、図-4.14 に示す分岐部直下流の河床変動、それも主に平均的な河床変動に規定されることが知られる。

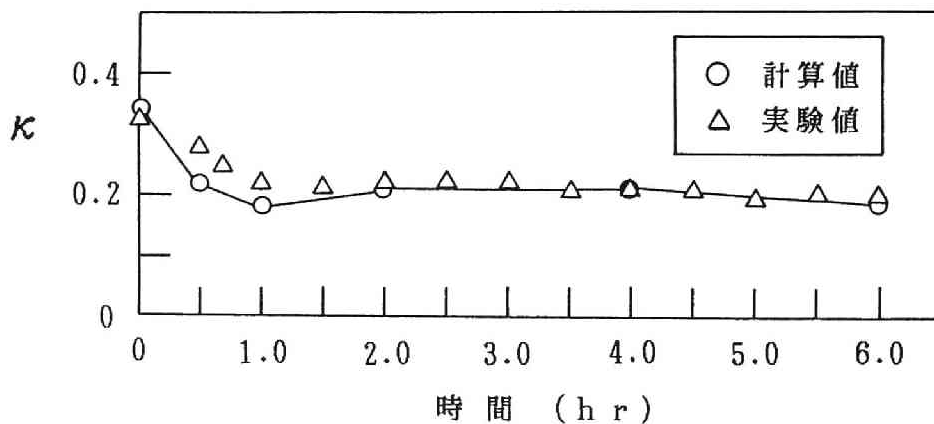


図-4.15 流量配分比の計算値と実験値の比較

#### 4.3.2 主・分水路の偏角と流量配分

まず、Y型分岐の場合をみる。いずれの実験ケースにおいても、通水初期を除くと、流量配分比  $\kappa$  の変化は小さい。そこで、通水初期を除いた場合の流量配分比  $\kappa$  と主・分水路の偏角との関係を調べる。図-4.16に、流量配分比  $\kappa$  と、分水路の偏角  $\theta_2$  と主水路の偏角  $\theta_1$  との差、 $\theta_2 - \theta_1$  との関係を示す。 $\theta_2 - \theta_1$  に対しては、 $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa \rightarrow$  小となる傾向がみられ、固定床の場合と同じ傾向を示す。上層流の直進性が強いと思われる。また、 $\theta_2 - \theta_1$  に対する  $Z_M - Z_B$  の傾向と同じである。幅水深比  $B_0/h_0$  に対しては、 $B_0/h_0$  が大きいと  $\kappa$  も大きくなる傾向がみられ、固定床水路における結果と逆の傾向を示す。これについては定かでないが、 $B_0/h_0$  の変化に伴う分岐部周辺の局所的河床変動と関係するのではないと思われる。

ついで、弯曲分岐の場合をみる。分岐点偏角  $\alpha$  と流量配分比の関係を図-4.17に示す。同図には、比較のために固定床の結果も示している。図示のように、分岐点偏角  $\alpha$  が大きくなるほど  $\kappa$  は小さくなり、その減少は弯曲二次流の発達域において急激となる。こうした分岐点偏角  $\alpha$  に対する流量配分比の変化傾向は固定床水路の場合と同じで、発達域では、水流と流路の曲率が一致するようになるためと思われる。ところで、分岐点が弯曲二次流の発達域にあるケース

で、 $B_0/h_0 = 9.5$  (流量  $Q = 12.0 \text{ l/s}$ ) の場合、固定床水路の結果に比べてかなり小さい値となっている。このことについて、分岐部直下流の主水路と分水路の河床高の差を調べたのが図-4.18である。 $B_0/h_0 = 9.5$  の場合、分岐点偏角  $\alpha$  が大きいほど、分水路の河床高は主水路のそれより大きくなっている。つまり、分岐点偏角が大きいほど、流量配分比が減少するという固定床の傾向に加え、弯曲部で洗掘される土砂の、分水路への流入程度にも関係するものと思われる。

以上の結果より、移動床水路における流量配分は、固定床水路の場合のように、分岐部周辺の流路の平面形状に規定されるばかりでなく、分岐部周辺の河床変動の影響をかなり受けることが知られる。

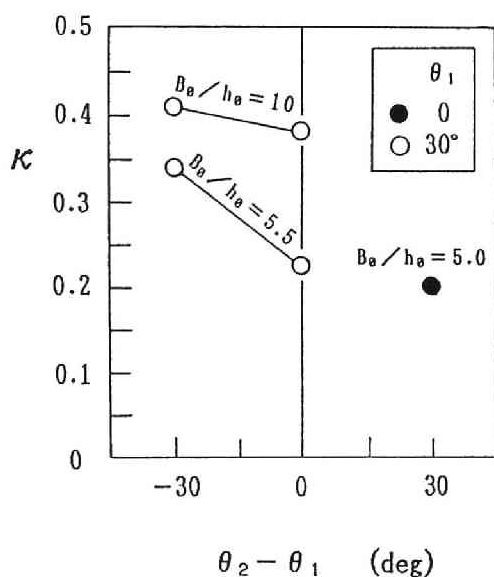


図-4.16 流量配分比と主・分水路の偏角の関係 (Y型分岐)

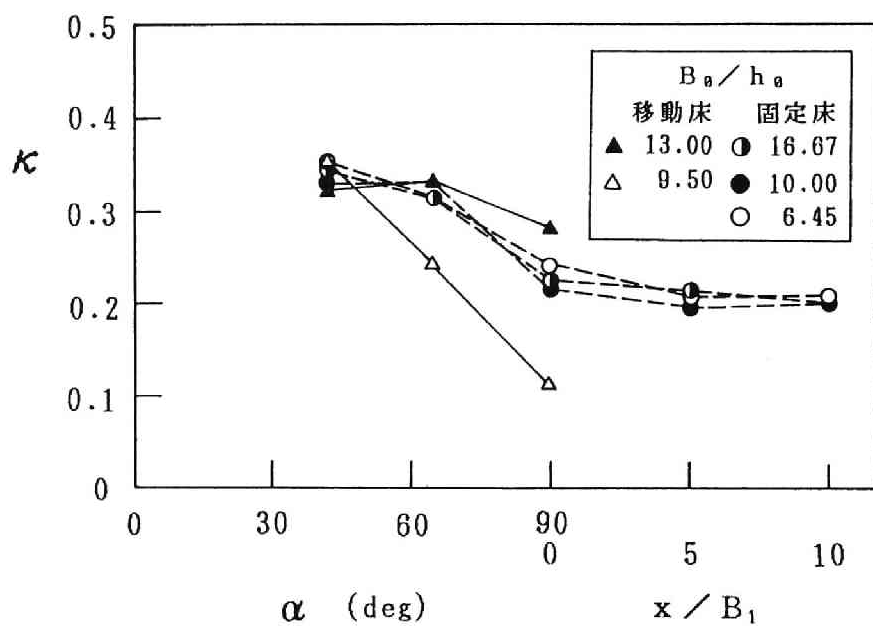


図-4. 17 流量配分比と分岐点偏角の関係（弯曲分岐）

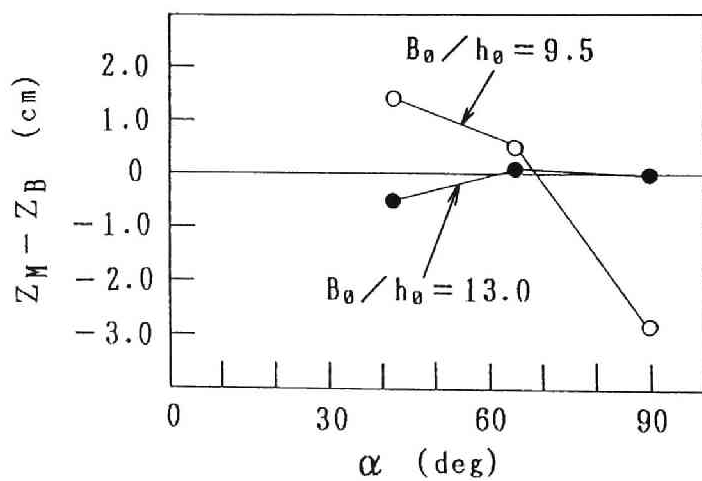


図-4. 18 主・分水路の河床高の差と分岐点偏角の関係（弯曲分岐）

### 4.3.3 流量配分比の算定法

#### (1) 分岐に伴うエネルギー損失

固定床水路においては、分岐に伴って顕著なエネルギー損失が生ずる。そして、このエネルギー損失は分岐部周辺の流路の平面形状と密接に関係するとともに、流量配分を規定する重要な要因である。移動床水路の場合についてもエネルギー水頭の縦断変化を調べる。移動床実験においては、流速分布や剥離域等は測定されず、横断水面形の測定が十分でないこともあるが、大半のケースでは、図-4.19 (a) に示すように、分岐に伴うエネルギー損失は明瞭でない。しかし、 $\theta_1 = 30^\circ$ 、 $\theta_2 = 30^\circ$  の分水路においては、(b) 図に示すように、通水初期に、わずかではあるが、洗掘部付近でエネルギー損失がみられる。この場合のエネルギー損失の推移を図-4.20 の下図に示す。上図には、分水路に形成される洗掘孔の洗掘深の経時変化を示している。図示のように、時間経過にともなって、エネルギー損失は減少し、通水後 90 分では 0 となっている。一方、上図の洗掘深の変化は、通水後 30 分位までに大きく洗掘され、その後の洗掘は比較的ゆっくりと進行する。両者の対応はよく、洗掘孔の形成と分岐に伴うエネルギー損失の間には、何等かの関係があるように思われる。つまり、エネルギー損失が 0 になるように局所河床変動が生ずるものと推察される。このことは、前述の不等流計算において、分岐に伴うエネルギー損失を無視しても、通水 1 時間 30 分以降の計算値と実験値がよく一致することから、また、断面急拡部における芦田の研究<sup>8)</sup> によって明らかにされているように、平衡状態では、水路幅の変化にかかわらず、エネルギー損失が 0 となることから認められよう。しかし、このことについては、分岐部周辺における流速や水深の詳細な測定を行って、さらに検討される必要がある。

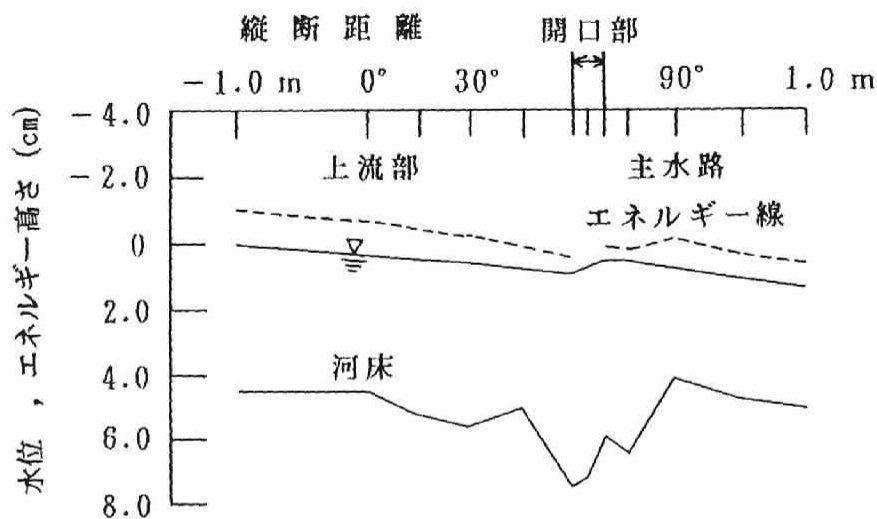
#### (2) 流量配分比の算定

移動床水路においては、分岐に伴うエネルギー損失が 0 となり、流量配分は、主に分岐部下流の河床変動に規定され、固定床水路における決定機構と異なる。したがって、前述したように、流量配分比は、平均的な河床縦断形状が知られれば、不等流計算により容易に算定される。しかし、分岐に伴う河床変動を推定することは、現状では困難である。一方、平衡状態においては、流量配分と流砂量配分の関係が与えられれば、平衡河床形状は知られる。そこで、流量配分比の算定に、固定床水路における方法を修正して適用する。

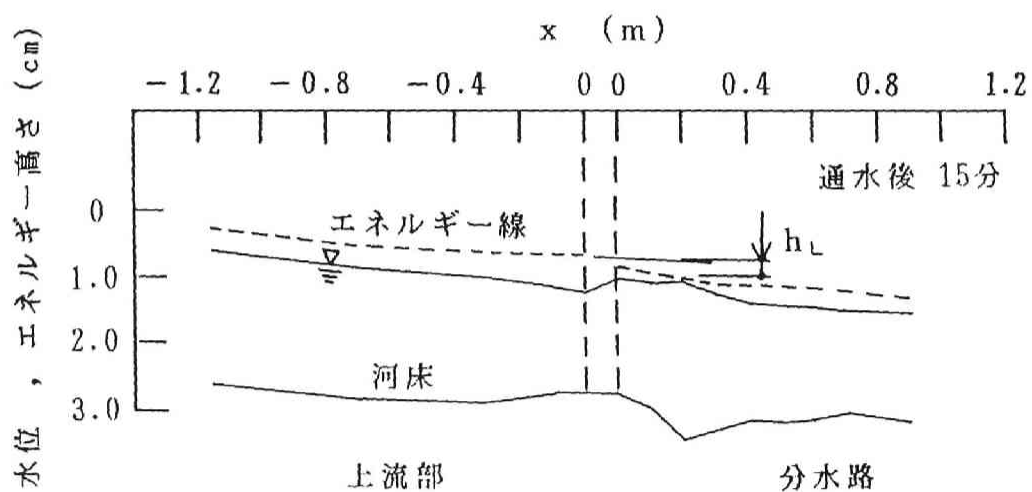
前章で示した流量配分比の算定式 (3.11) 式を、分岐に伴うエネルギー損失を無視し、分岐部より下流の主・分水路の河床形状を含んだ形に表示すると、

$$\left( \frac{1-\kappa}{B_1 F r_1} \right)^{2/3} - \left( \frac{\kappa}{B_2 F r_2} \right)^{2/3} = \frac{g^{1/3}}{Q_0^{2/3}} (z_2 + i_2 l_2 - z_1 - i_1 l_1) \quad \cdots \cdots (4.1)$$

となる。ここに、 $i_1$ 、 $i_2$  は、分岐点からその下流の主・分水路の検査面までの間のエネルギー勾配、 $z_1$ 、 $z_2$  は検査面での河床高、 $l_1$ 、 $l_2$  は分岐点から検査面までの距離である。上

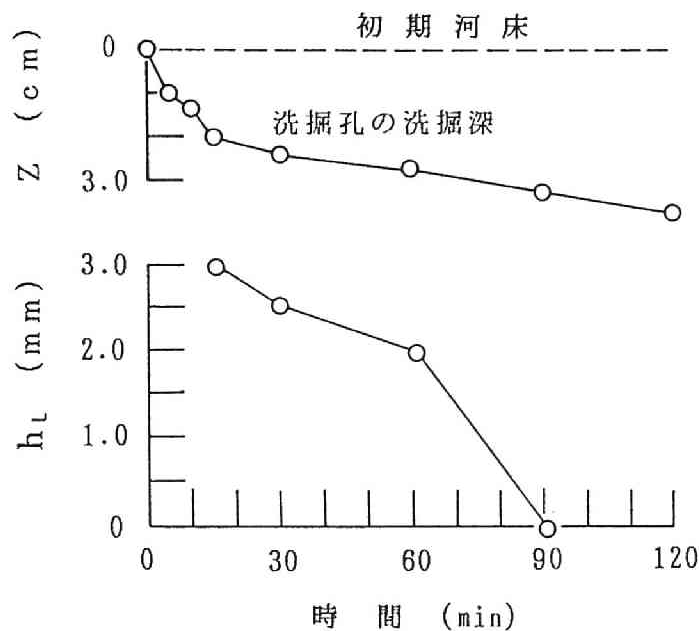


(a) 損失がない場合の例 (Exp.No. 4 J-2)



(b) 損失が認められる場合 (Exp.No. 4 B-2)

図-4.19 分岐部周辺のエネルギー水頭



図－4. 20 エネルギー損失の経時変化

式により求められる流量配分比と実験値を図－4. 21 に比較する。なお、計算においては、エネルギー勾配  $i_1$ 、 $i_2$  は、第5章において示す平衡勾配を用いている。検査面は下流端の砂止め堰の位置にとり、河床高  $z_1$ 、 $z_2$  は砂止め堰の高さを与えている。図示のように、Y型分岐の場合も弯曲分岐の場合も計算値と実験値は比較的よく一致している。ちなみに、計算誤差は、最大20%で、固定床の場合の15%とほぼ等しい。こうした結果は、分岐に伴うエネルギー損失に関する推察を裏づけるものと思われる。

#### 4. 4 流砂量配分の予測に関する考察

##### 4. 4. 1 流砂量配分の経時変化と河床変動

まず、通水初期からの流砂量配分比  $\kappa_g$  の経時変化を調べる。流量配分の場合と同じように、移動床水路における特徴がよく現れている Exp.No.4G ( $\theta_1 = 0$ 、 $\theta_2 = 30^\circ$ ) の場合について述べる。図－4. 22 に実験結果を示す。図中の○印で示される流砂量配分比  $\kappa_g$  は、主・分水路の下流端で採取した各流砂量の和に対する分水路下流端の流砂量の比である。図示のように、通水初期から、ほぼ0.1～0.35の範囲で変動し、その平均値は、 $\kappa_g \approx 0.2$  であって、通水初期を除く流量配分比  $\kappa$  (図－4. 13) とほぼ等しくなっている。 $\theta_1 = 0$  の場合、固定床水路においては、 $\kappa_g \approx (1.5 \sim 2.0) \kappa$  なる関係が認められた。このことに関連して、主・分水路の下流端で採取した流砂量の合計と給砂量の関係をみたのが、図－4. 23 である。通水開始から6時間経過しても、主・分水路の下流

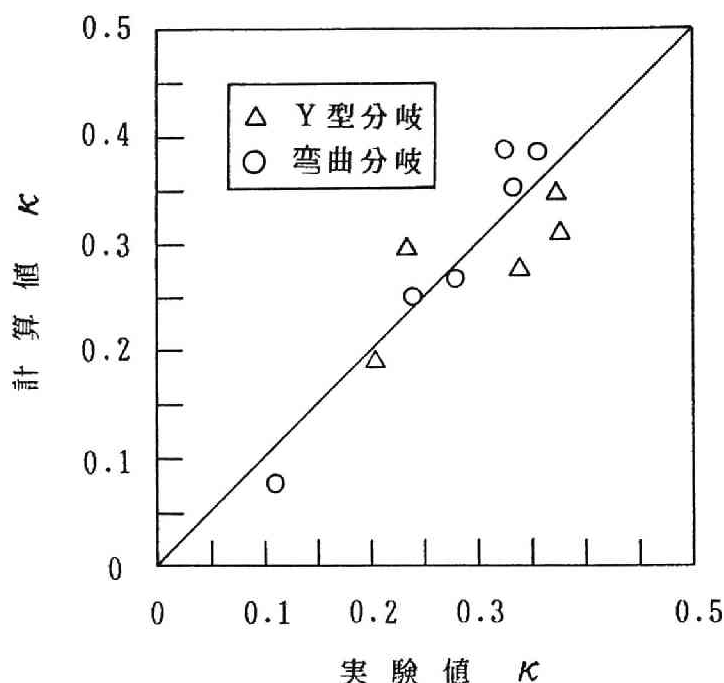


図-4. 21 移動床分岐水路における流量配分比の計算値と実験値の比較

端流砂量の合計は、給砂量よりかなり小さく、流砂のかかなりの部分が河床変動に使われていることが知られる。そこで、主水路および分水路における河床変動分を考慮した流砂量配分比  $\kappa_g$ 、つまり、分岐部における、上流からの供給流砂量に対する分水路への流入流砂量の比を調べると、図-4. 22 の●印のようになる。通水開始から30分の平均値は  $\kappa_g = 0.585$  で、 $\kappa_g = 1.95 \kappa$  となり、固定床水路における結果と一致する。しかし、その後は急激に減少し、1時間～2時間後には  $\kappa_g \approx 0.2$  となり、 $\kappa_g \approx \kappa$  の関係となる。こうした変化は、つぎのように説明されよう。通水の極く初期は、固定床水路における流量・流砂量配分の関係  $\kappa_g \approx (1.5 \sim 2) \kappa$  で流砂が配分されるが、分水路では、配分された流砂を十分に輸送できず、そのため、図-4. 14 に示されるように、河床勾配が大きくなって、分岐部直下流の河床は上昇する。その結果、分岐部とその直下流の分水路断面の間では、河床は逆勾配となり、流砂量配分比  $\kappa_g$  は減少するものと推察される。そして、 $\kappa_g \approx \kappa$  となることは、分岐に伴う二次流の効果が消失することをうかがわせる。分岐に伴う二次流に関し、ビデオカメラで撮影された水面と河床面近傍の流跡線（実験終了時）をみると、図-4. 24 のように、開口部の河床面近傍では、分水路へ入ろうとする流れも、主水路へ戻る状況がみられ、顕著に分水路へ曲げられる流れはみられず、水面と河床面近

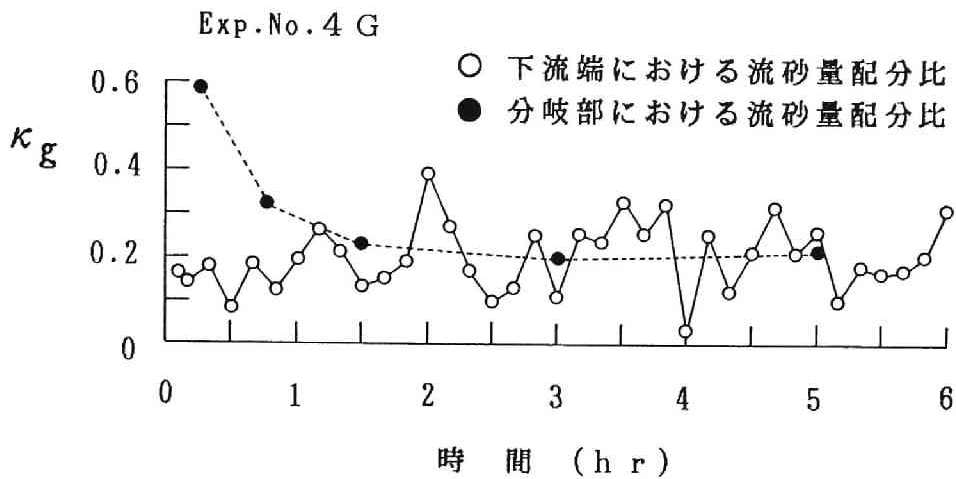


図-4. 22 流砂量配分比の経時変化

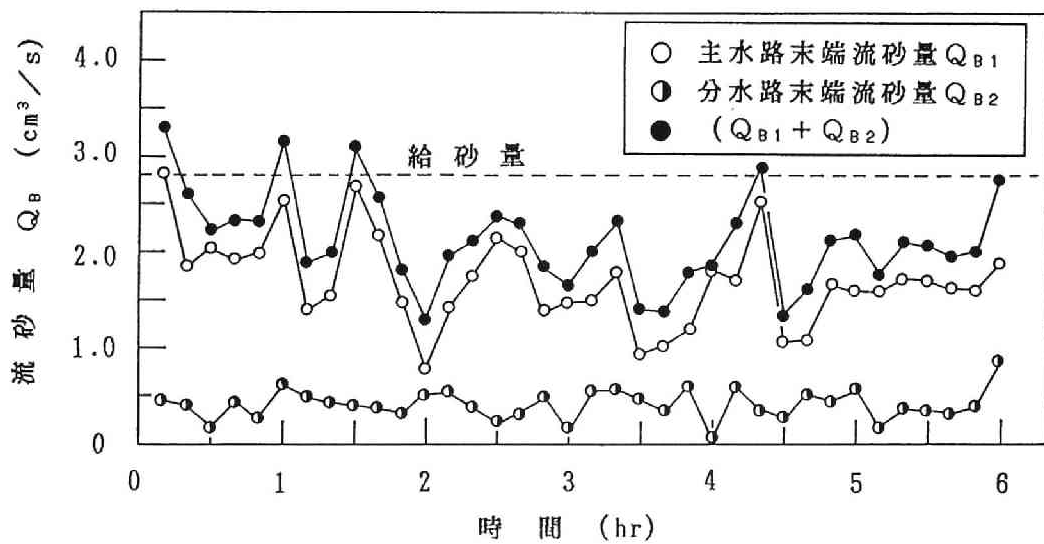


図-4. 23 下流端流砂量の経時変化



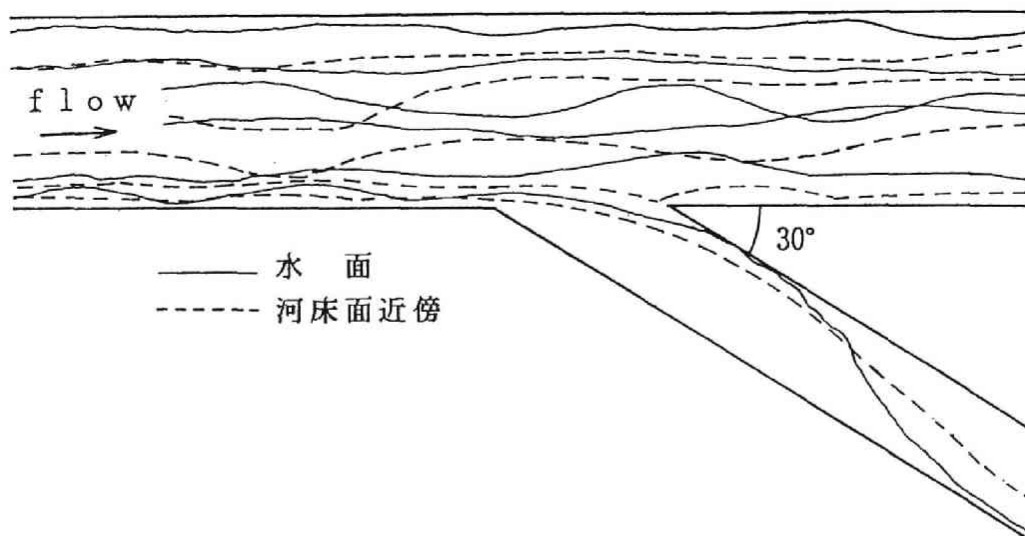


図-4.24 流跡線

傍の流跡線はほぼ同じ形状を示す。分岐に伴う二次流の消失が知られる。分岐に伴う二次流の消失過程は、つぎのように考えられる。通水初期に、 $\kappa_g \approx 2\kappa$  で配分された土砂によって、図-4.14 に示されるように、分岐部直下流の分水路の河床上昇が誘起され、分水路へ入ろうとする河床面近傍の流れは妨げられる。その結果、分岐に伴う二次流が消失していくものと推察される。それに伴って、流砂量配分比は流量配分比に等しくなっていく。

ところで、分岐部直上流の流砂量と河床の逆勾配を考慮した分水路の流砂量を求め、分岐部における流砂量配分比  $\kappa_g$  の時間的变化を検討してみる。まず、逆勾配河床における限界掃流力を求める。図-4.25 のように、傾き  $\delta$  の河床上での砂の移動限界状態では、抗力係数および揚力係数をそれぞれ  $C_D$ 、 $C_L$  とし、河床における限界流速を  $u_d$  とすると、力の釣合より、

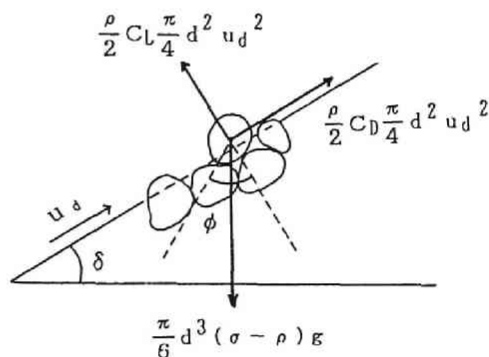


図-4.25 斜面上の砂粒に作用する力

$$\frac{u_{*c}^2}{sgd} = \frac{\cos \delta \tan \phi}{3k^2 (C_D + C_L \tan \phi)} \left( 1 + \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \right) \quad (4.2)$$

となる。ここに、 $u_{*c}$  は限界摩擦速度で、 $u_{*c} = ku_d$ 、 $\phi$  は砂の水中安息角、 $s$  は砂粒の水中比重、 $g$  は重力加速度、 $d$  は砂粒径である。水平河床における無次元掃流力  $\tau_{*c}(0)$  と河床勾配が  $\delta$  でのそれ  $\tau_{*c}(\delta)$  との関係は次式のようなになる。

$$\frac{\tau_{*c}(\delta)}{\tau_{*c}(0)} = 1 + \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \dots\dots\dots (4.3)$$

上式と次式で示される流砂量式、芦田・道上式

$$\frac{q_B}{u_{*c}d} = 17 \tau_{*c} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \dots\dots\dots (4.4)$$

より、分岐部直上流の流砂量  $Q_{B0}$  と分岐部直下流の分水路の流砂量  $Q_{B2}$  との比  $\kappa_g = Q_{B2}/Q_{B0}$  を求める。なお、計算では、分岐に伴う二次流を考慮せず、水深、流量配分比  $\kappa$  および分水路における傾斜角  $\delta$  には実験値を用いる。また、 $u_*$  は対数則より算出する。計算値と実験値を図-4.26 に示す。図中の○印は  $\tau_{*c}(\delta)$  を用いた計算値で、●印は実験値である。また、△印は  $\tau_{*c}(0)$  を用いた計算値である。なお、通水の極く初期における○印は、 $\kappa_g = 2\kappa$  より与えている。図示のように、 $\tau_{*c}(0)$  を用いた場合より、 $\tau_{*c}(\delta)$  を用いた場合の方が値は小さくなる。そして、通水後1時間以降においては、 $\tau_{*c}(\delta)$  を用いた計算値の方が実験値とよく一致している。こうした結果は、上述の推察を裏付けるものである。

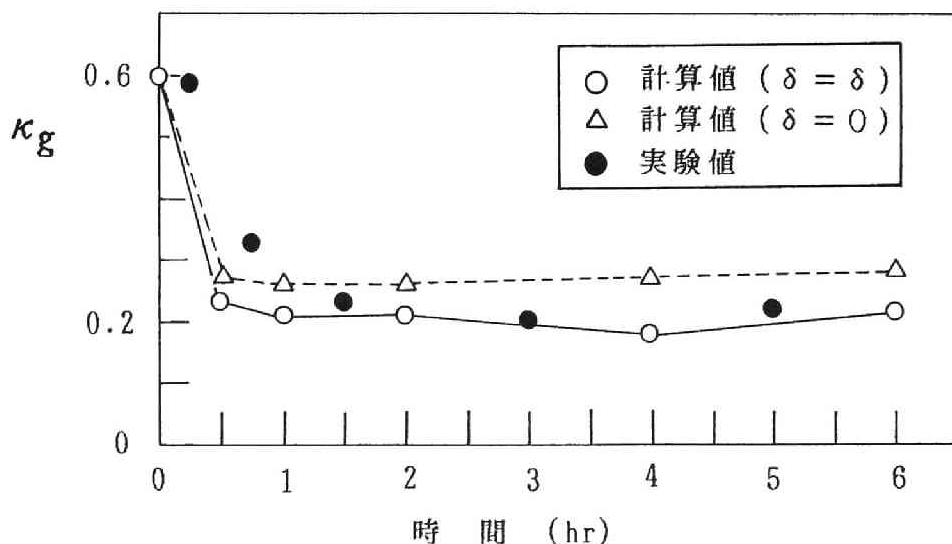


図-4.26 流砂量配分比の計算値と実験値の比較

以上のことより、通水初期の流量配分比  $\kappa$  と流砂量配分比  $\kappa_g$  の大小関係によって、流量・流砂量配分比が減少傾向を示すか、増大傾向を示すかが定まるものと推察される。つまり、 $\kappa_g > \kappa$  の場合、流量・流砂量配分比は減少傾向となり、 $\kappa_g < \kappa$  の場合、流

量・流砂量配分比は増大傾向となるものと思われる。

ところで、概説で述べたように、道上・村雲および田中・川合の実験結果をみると、流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  の関係は  $\kappa_g \approx (2.0 \sim 3.0) \kappa$ 、また、本章第 5 節の実験では  $\kappa_g \approx 2.0 \kappa$  で、固定床水路における結果  $\kappa_g \approx (1.5 \sim 2.0) \kappa$  に近く、Exp.No. 4 G の結果と異なる。この違いについて分水路長  $L_2$  と分水路幅  $B_2$  の比  $L_2/B_2$  をみると、本章第 2 節 (1) で述べたように、田中・川合の場合は 12.5、村雲の場合は 10、本章第 5 節の場合は 4.8、Exp.No. 4 G の場合は 48 であり、前 3 者の  $L_2/B_2$  は、本実験水路に比べて小さい。つまり、前 3 者における流砂量配分比が固定床水路に近い関係を持するるのは、分水路長が短いことにより、分岐部直下流の分水路の河床上昇が抑えられ、分岐に伴う二次流の効果が消失しないためと思われる。ちなみに、初期河床からの分岐部直下流の河床の上昇量  $\Delta Z$  と分岐部より上流の水深  $h_0$  との比  $\Delta Z/h_0$  をみると、田中・川合の場合 0.42、本章第 5 節の場合 0.40、Exp.No. 4 G の場合 1.3 である。

一方、分水路の河床勾配が主水路よりかなり大きい場合、つまり、分水路下流端の河床高が主水路下流端の河床高より常に低い場合を想定すると、この場合も配分された土砂の堆積傾向が緩和され、 $\kappa_g \approx 2.0 \kappa$  となるとと思われる。

以上のことより、移動床水路における流砂量配分は、分岐部直下流の河床変動、水路長、河床勾配等、下流の条件を強く受け、固定床の場合に比べ、大幅に変化することが知られる。

#### 4.4.2 主・分水路の偏角と流砂量配分

まず、Y 型分岐の場合をみる。図-4.27 に、通水初期の変化の大きい部分を除いた流砂量配分比  $\kappa_g$  と、分水路の偏角  $\theta_2$  と主水路の偏角  $\theta_1$  の差  $\theta_2 - \theta_1$  との関係を示す。 $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  小となり、固定床水路における結果 (図-3.25) と逆の傾向を示す。これは、前述の分岐部直下流の河床変動によるものである。つまり、通水初期においては、 $\theta_2 - \theta_1$  が大きくなるほど、分岐に伴う二次流が強くなり、流砂量配分比  $\kappa_g$  は大きくなる。そして、 $\kappa_g$  が大きいほど、分岐部直下流の分水路の河床上昇が大きくなって、流砂が分水路へ流入しにくくなり、流砂量配分比  $\kappa_g$  は小さくなるものと推察される。幅水深比  $B_0/h_0$

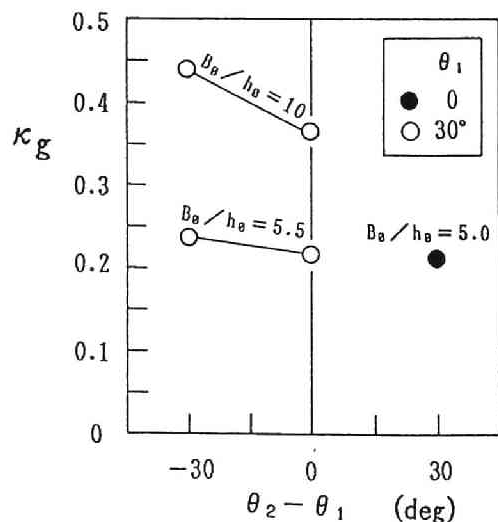


図-4.27 流砂量配分比と主・分水路の偏角の関係 (Y 型分岐)

に対する傾向は、流量配分比の場合と同じように、 $B_0/h_0$  の変化に伴う分岐部周辺の局所的河床変動に関係するのではないと思われる。

ついで、弯曲分岐の場合をみる。図-4.28に、通水初期を除いた流砂量配分比  $\kappa_g$  と分岐点偏角  $\alpha$  の関係を示す。同図には、比較のために固定床の結果も示している。なお、本実験水路における分水路長と分水路幅の比は  $L_2/B_2 = 20$  である。図示のように、分岐点偏角  $\alpha$  に対して、 $\alpha \geq 65^\circ$  では、 $\alpha \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  小となり、固定床水路における関係と同じで、 $\alpha \rightarrow$  大ほど弯曲二次流の強度が強くなって、流砂量配分比が減少するものと思われる。しかし、 $\alpha \leq 65^\circ$  では、 $\alpha \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g \rightarrow$  大となり、固定床水路の場合と逆の傾向を示している。そして、 $\alpha = 65^\circ$  においては、固定床水路の場合  $\kappa_g = 0.27$  あるいは0となる場合もあるのに対し、移動床では  $\kappa_g = 0.45$  程度とかなり大きく、分岐点偏角  $\alpha$  に対して流砂量配分比  $\kappa_g$  は最大となっている。 $\alpha = 65^\circ$  における移動床水路と固定床水路の相違は、河床面近傍の流れの状態に起因するものと推察される。このような違いは、単水路弯曲流における河床面近傍の、移動床と固定床の流れを比較することによって、ある程度把握できるであろう。両者の流跡線を比較したのが図-4.29である。移動床の場合は実線で、固定床の場合は破線で示している。図示のように、固定床の場合、内岸に向かう流れが流下に伴って強くなり、偏角  $60^\circ \sim 75^\circ$  付近の内岸で流れが集中している。しかし、移動床における流れは、太線で区分される外岸沿いの洗掘領域に流れ込み、偏角  $50^\circ \sim 75^\circ$  付近に集中している。そして、主な流れはここから外岸に沿うが、ときどき、内岸の  $80^\circ$  付近へ向けて洗掘領域を脱出する流れもみられる。弯曲二次流の発生、発達によって外岸側が洗掘され、流れが集中する偏角  $60^\circ$  付近の洗掘が大きくなるとともに、洗掘された土砂の一部が内岸側へ輸送されるようすを知ることができる。こうした河床面近傍における固定床と移動床の流れの特性の違いが、流砂量配分比に関する移動床と固定床の結果の差異をもたらしている。つまり、洗掘深が大きくなると、流れが外岸側に集中し、流砂量配分比は増加すると推察され、分岐点偏角  $65^\circ$  の場合の流砂量配分比が最大となるのは、流れが集中する領域に分岐点があるためと思われる。

ところで、固定床水路の場合と同じように、流砂量配分比と流量配分比の比  $\kappa_g/\kappa$  と分岐部周辺の流路の平面形状 ( $\theta_2 - \theta_1$  or  $\alpha$ ) の間の関係を調べる。図-4.30(a)、(b)にその関係を示す。(a)図はY型分岐、(b)図は弯曲分岐の場合である。Y型分岐の場合、 $\theta_2 - \theta_1 = 0$  では  $\kappa_g \equiv \kappa$  となり、固定床水路の結果と同じであるが、固定床水路でみられた  $\theta_2 - \theta_1 \rightarrow$  大のとき  $\kappa_g/\kappa \rightarrow$  大となる傾向はみられず、 $\theta_2 - \theta_1 < 0^\circ$  で、幅水深比  $B_0/h_0 = 10$  のときは、逆の傾向を示している。弯曲分岐の場合、 $\alpha \leq 65^\circ$  で  $\kappa_g/\kappa \rightarrow$  大、 $\alpha \geq 65^\circ$  で  $\kappa_g/\kappa \rightarrow$  小となり、流砂量配分比の変化傾向と同じであって、固定床水路の場合(図-3.32)と異なった傾向を示している。そして、 $\alpha = 65^\circ$  では、 $\kappa_g/\kappa$  は最大となり、 $\kappa_g/\kappa \equiv 1.3 \sim 1.8$  となっている。このように、移動床水路における  $\kappa_g/\kappa$  の変化傾向は、固定床水路の場合と異なる。これは、分岐部

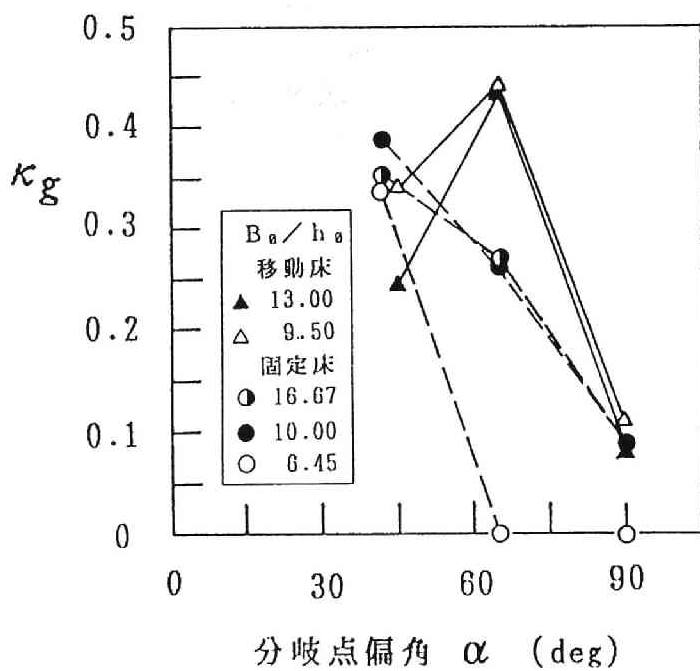


図-4. 28 流砂量配分比と分岐点偏角の関係(弯曲分岐)

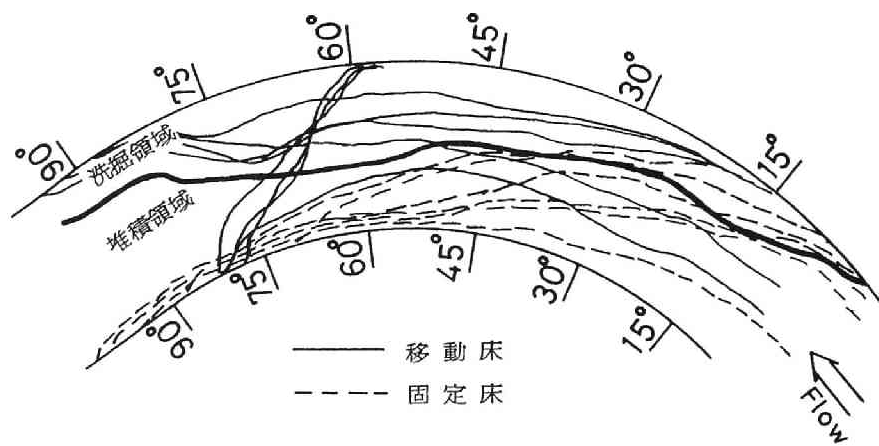
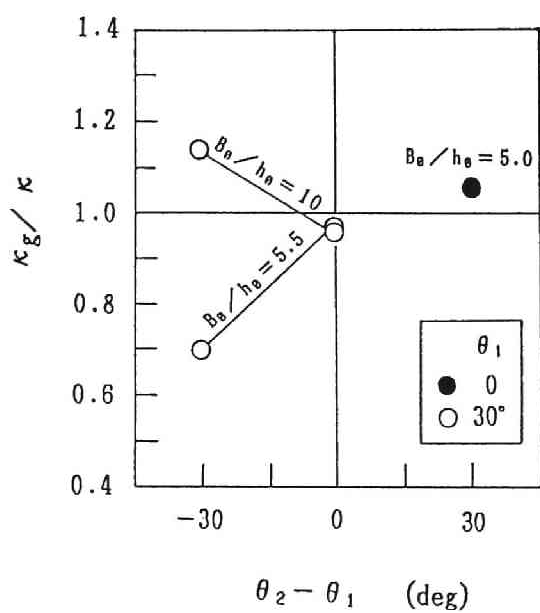
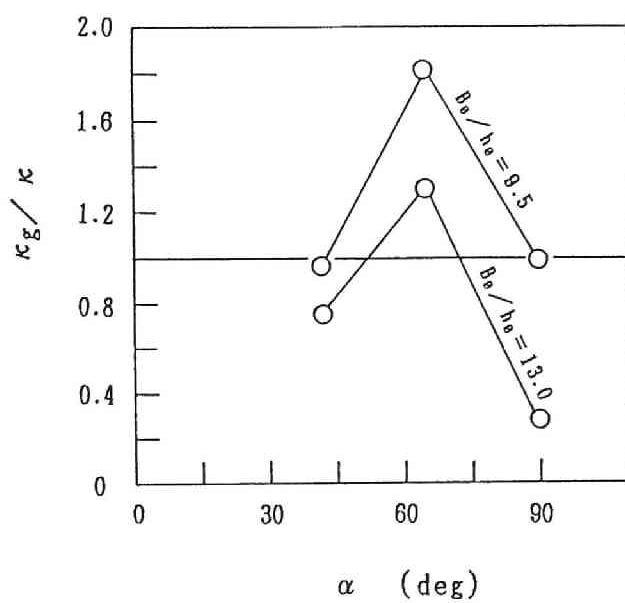


図-4. 29 流跡線(単水路)



(a) Y型分岐



(b) 弯曲分岐

図-4.30  $\kappa_g / \kappa$ と主・分水路の偏角の関係

周辺の河床変動の影響の大きさを示すとともに、流量の大小に伴う掃流力の大小も影響しているものと推察される。しかし、 $\theta_1 = \theta_2$  の場合、上述のように  $\kappa_g \equiv \kappa$  となって、固定床水路の結果とほぼ一致するのは、通水初期より  $\kappa_g \equiv \kappa$  の関係で流量と流砂量が配分され、分岐部より下流の流砂濃度が、上流部のそれと大差ないためと思われる。

流砂量配分比  $\kappa_g$  に関するこれまでの結果をまとめると、 $\kappa_g$  は、

$$\kappa_g = f(\kappa, \theta_1, \theta_2, \text{または } \alpha, \text{分岐部周辺の河床形状}) \dots\dots\dots (4.5)$$

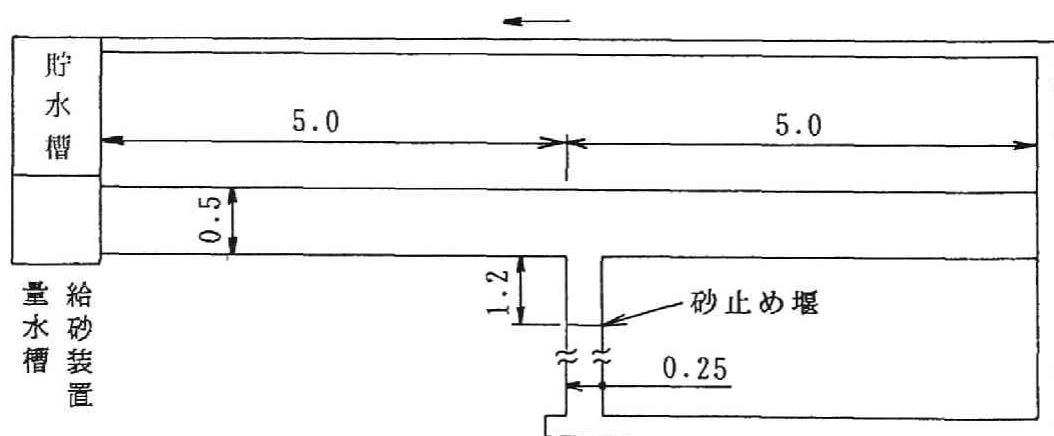
と表される。しかし、分岐部周辺の河床形状は、分岐部における流量・流砂量配分のみならず分岐部より下流の水路長や下流端条件の影響も受けるため、上式の関係を実量的に表すことは、現状においては困難である。ただし、Exp.No. 4 G の実験のような、主・分水路長が十分に長く、主・分水路の下流端の河床高が常に等しく、さらに、主・分水路の河床砂の粒径が等しい場合、平衡状態では主・分水路の流砂濃度が等しくなるように河床形状が定まり、 $\kappa_g = \kappa$  となると推測される。こうしたことも含め、今後、さらに検討される必要がある。

#### 4.5 流量・流砂量配分に及ぼす交互砂州および洗掘孔の影響

##### 4.5.1 実験の概要

##### (1) 実験水路の概要および条件

実験水路の略図は、図-4.31 のようで、その諸元は、主水路長 10 m、幅 50 cm、分水路長 1.2 m、幅 25 cm で、主水路の偏角  $\theta_1 = 0$ 、分水路の偏角  $\theta_2 = 90^\circ$  である。分水路長が短いのは、分岐部における流砂の配分を把握するためである。実験用砂は、平均粒



(単位：m)

図-4.31 実験水路概略図

径が  $0.58\text{ mm}$  のほぼ均一なものである。

実験条件は、流量  $Q = 5.0\text{ l/s}$ 、初期河床勾配  $i_0 = 1/160$  とした。これは、分岐部より上流および下流において、交互砂州が形成される条件である。この条件設定は、村本・藤田<sup>9)</sup> の中規模河床波の形成領域図によった。

## (2) 実験手順とパラメーターの定義

通水後、初期河床勾配が維持されるように給砂し、河床が平衡状態に達した後、砂州の前縁の位置と開口部との位置関係に着目して、主水路および分水路の下流端において流量、流砂量、砂州の波高、水面形を測定した。

ついで、数種の砂州前縁と開口部との位置関係において、河床をセメントで固定し、トレーサーを流し、その軌跡を  $8\text{ mm}$  カメラで撮影した。トレーサーには、パンチくずと軽量骨材が用いられた。軽量骨材は、流砂量配分を調べるために用いている。流砂量配分比  $\kappa_g$  はつぎのように求められた。分流の影響が及ばない上流部の任意の位置（分水路側側壁からの横断距離  $y$ ）から 100 個以上のトレーサーを投入し、その分水路への流入確率  $P$

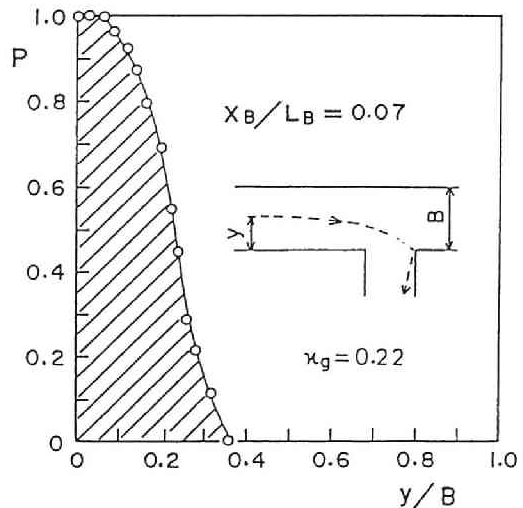


図-4.32 トレーサーの流入確率

を求めるとともに、流入確率とトレーサーの投入点  $y/B$  ( $B$ : 水路幅) の関係を求めた。その一例を図-4.32 に示す。同図の斜線部分が流砂量配分比  $\kappa_g$  となる。同図は、つぎに述べる砂州前縁と開口部との位置関係を表すパラメーター  $X_B/L_B$  が  $0.07$  の場合である。

砂州前縁と開口部との位置関係は、流量・流砂量配分を規定する主要なパラメーターと考えられる。これをつぎのように定義する。図-4.33 を参照し、開口部上流端  $B$  から分水路側に位置する砂州の先端①までの距離  $X_B$  と砂州の波長  $L_B$  との比  $X_B/L_B$  で位

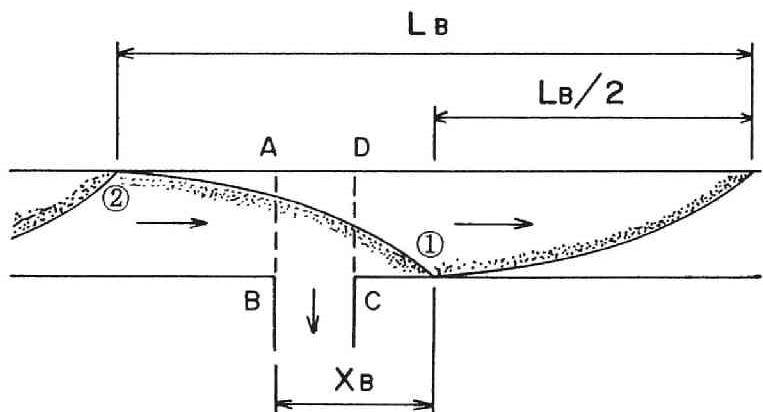


図-4.33 砂州前縁と開口部の位置関係



置関係を表す。砂州の先端①が開口部上流端 B にあるときは、 $X_B/L_B = 0$  あるいは 1、砂州の先端②が A の位置にあるときは、 $X_B/L_B = 0.5$  である。また、本実験においては、①が開口部下流端 C の位置にあるときは、 $X_B/L_B = 0.07$  である。

#### 4.5.2 流量配分

砂州の前進に伴う流量配分比  $\kappa$  の変動を規定する主要なパラメーターは、前述した砂州の前縁と開口部との位置関係  $X_B/L_B$  と砂州の波高  $Z_B$  と水深  $h$  との比、相対波高  $Z_B/h$  が考えられる。これらのパラメーターによって実験値を整理すると、図-4.34 のようになる。図示のように、

$X_B/L_B$  が 0 → 0.5 のとき  $\kappa$  は減少

$X_B/L_B$  が 0.5 → 1.0 のとき  $\kappa$  は増大

となる傾向がみられる。相対波高  $Z_B/h$  でみると、

$0.07 < X_B/L_B < 0.5$  では  $Z_B/h \rightarrow$  大なる程  $\kappa \rightarrow$  小

$0.5 < X_B/L_B < 1.0$  では  $Z_B/h \rightarrow$  大なる程  $\kappa \rightarrow$  大

となるようである。こうした流量配分比  $\kappa$  の変化は、砂州河床上の流れに起因する。つまり、流量配分比に影響する流れは上層の流れであろう。その流れ特性は、すでに明らかにされているように、砂州前縁に直交するような流向を示し、交互砂州上の流れは蛇行する。すなわち、砂州前縁と開口部との位置関係  $X_B/L_B$  による上述の結果は、 $X_B/L_B$  が  $0 \rightarrow 0.5$  へ変化するにともなって、分水路側へ向かう流れは弱くなり、流量配分比  $\kappa$  は減少し、 $X_B/L_B$  が  $0.5 \rightarrow 1.0$  へ変化するにともなって、分水路側へ向かう流れは強くなって流量配分比  $\kappa$  は増大するものと思われる。また、相対波高に対する流量配分比  $\kappa$  の

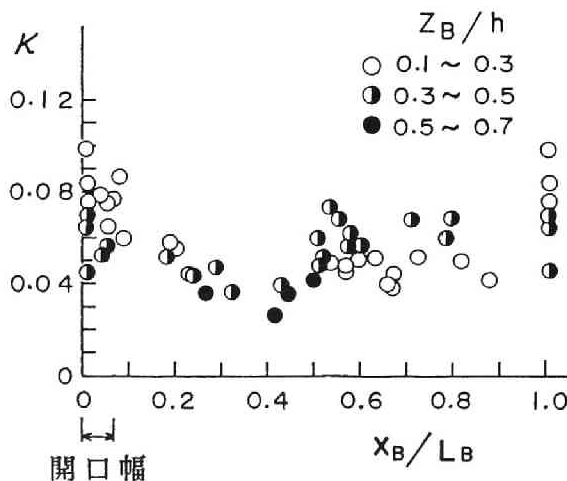


図-4.34 流量配分比と  $X_B/L_B$  の関係

変化は、相対波高の増大にともなって、交互砂州上の蛇行流が強められるためと思われる。

#### 4.5.3 流砂量配分

砂州の前進に伴う流砂量配分比  $\kappa_g$  の変化を調べたのが図-4.35である。流量配分比の場合と同じように、砂州の前縁と開口部との位置関係  $X_B/L_B$  と相対波高  $Z_B/h$  をパラメーターとしている。図示のように、

$X_B/L_B$  が  $0 \rightarrow 0.5$  のとき  $\kappa_g$  は 減少

$X_B/L_B$  が  $0.5 \rightarrow 1.0$  のとき  $\kappa_g$  は 増大

となる。相対波高  $Z_B/h$  に関しては、

$0 < X_B/L_B < 0.07$  の範囲では  $Z_B/h \rightarrow$  大なる程  $\kappa_g \rightarrow$  大

$0.07 < X_B/L_B < 1.0$  の範囲では  $Z_B/h \rightarrow$  大なる程  $\kappa_g \rightarrow$  小

となる傾向がみられる。このことについて、開口部における交互砂州上の流況をみたのが

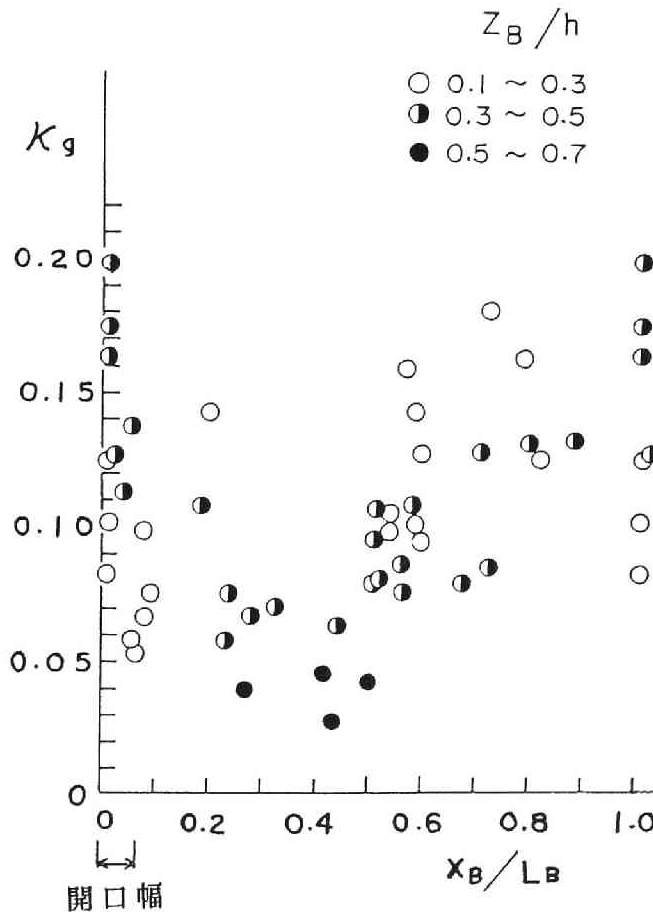


図-4.35 流砂量配分比と  $X_B/L_B$  の関係

図-4.36 で、撮影した流跡線にもとづいて模式化したものである。砂州前縁の流れ方向は、藤田<sup>10)</sup>により示される斜め段落ち部の底面流向と同じで、土砂は前縁に沿って流れる。すると、 $0 < X_B / L_B < 0.07$  では砂州前縁に沿った流れにより分水路へ流入する

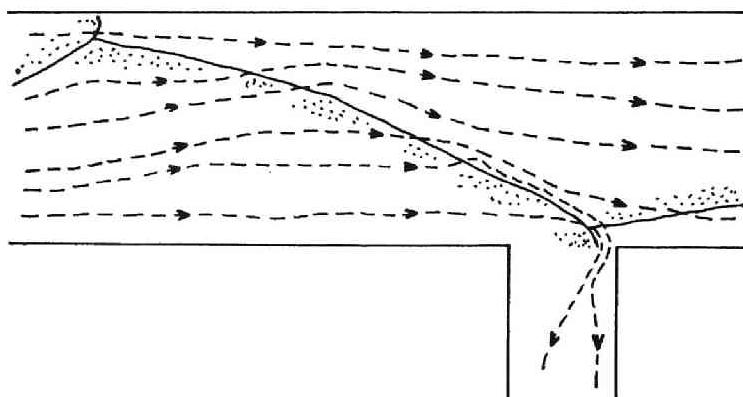


図-4.36 砂州上の流跡線

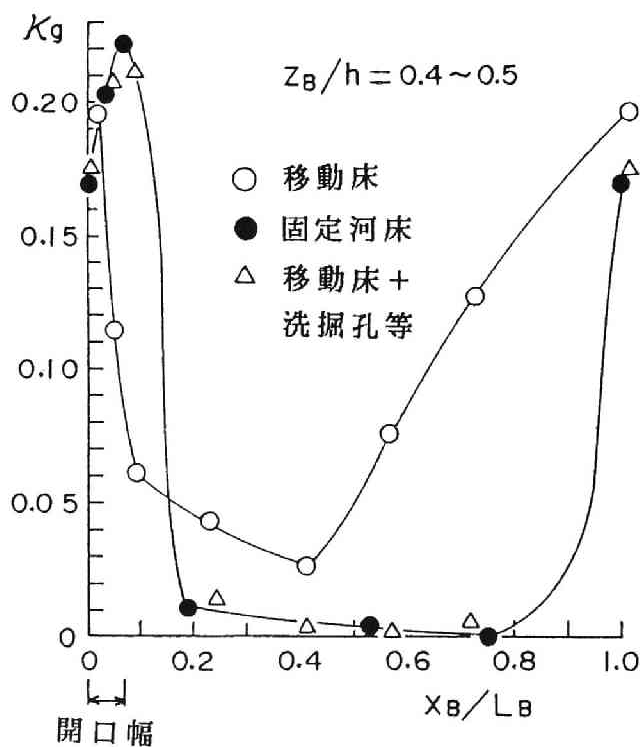


図-4.37 移動床と固定河床の流砂量配分比の比較

土砂が多く、それ以外では分水路へ向かう流れが弱められて  $\kappa_g$  は小さくなることが推察される。これは図-4.35 に示す結果と逆の傾向となる。このことに関して、砂州河床をセメントで固定した場合の  $\kappa_g$  の変化と移動床の  $\kappa_g$  を比べたのが図-4.37 である。図示の実験値は、移動床、固定河床ともに  $Z_B/h$  は 0.4 ~ 0.5 のものである。河床を固定した場合、 $X_B/L_B$  が 0 から 0.07 へと変化するにつれて、 $\kappa_g$  は増大し、 $0.5 < X_B/L_B < 0.8$  では、 $\kappa_g$  がほぼ 0 となって、上述の砂州上の流れから推察される傾向とほぼ一致する。移動床の結果と固定河床の結果との違いは、洗掘孔が関係するものと思われる。開口部下流端では洗掘孔が形成され、図-4.39 に示すように、洗掘と埋め戻しが繰り返される。つまり、上述の結果は、洗掘孔の消長によって、本川から分水路へ供給される土砂が調節されるためと思われる。そこで、移動床の  $\kappa_g$  に、洗掘孔の消長分  $\kappa_{gs}$  と分水路における河床変動分  $\kappa_{gb}$  を加えてみる。その結果を図中の△印で示す。図示のように、 $(\kappa_{gs} + \kappa_{gb})$  は、河床を固定した場合の  $\kappa_g$  とよく一致する。この  $\kappa_{gs}$  と  $\kappa_{gb}$  の比率をみると、 $\kappa_{gs}$  が 70 % ~ 90 % を占めている。洗掘孔の消長分  $\kappa_{gs}$  は、開口部下流端近傍に形成される洗掘孔の大きさより求めており、その量はすべて分水路へ配分している。その理由は、実験中の観察より、洗掘された土砂のほとんどが分水路へ流入するというこ

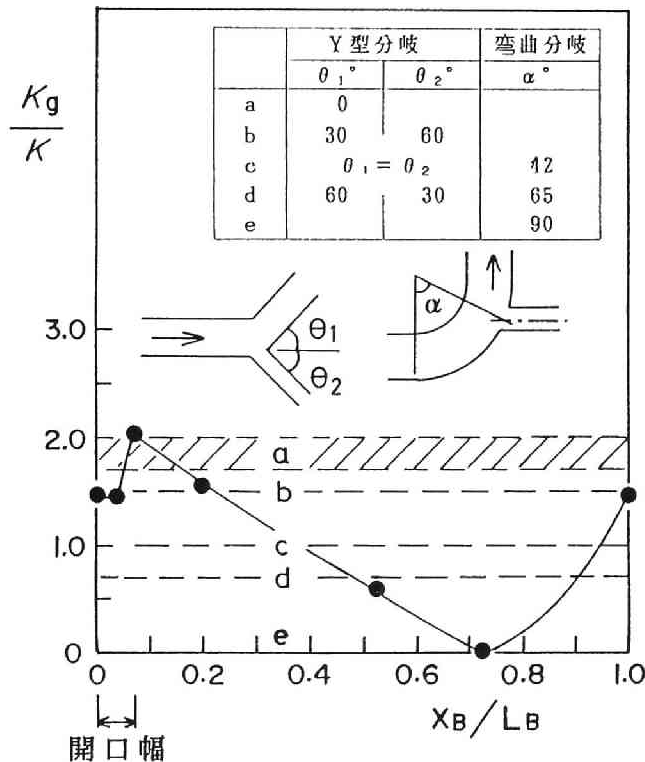


図-4.38  $\kappa_g/\kappa$  に及ぼす砂州の影響と固定床水路における主・分水路の偏角の影響の比較

とが認められたためである。こうした現象は、第2章の第2節で示した水路床近傍の写真-2.3 (a) にみられる逆流渦の周期的な発生と関係するものと思われる。

上述のように、流砂量配分比は、砂州の進行とともにかなり変化する。この変化の程度を知るため、主・分水路の平面形状による変化の程度と比べてみる。図-4.38に、流砂量配分比と流量配分比の比  $\kappa_g / \kappa$ 、砂州前縁と開口部との位置関係  $X_B / L_B$  および (3.15) 式と (3.16) 式で示される固定床における  $\kappa_g / \kappa$  の間の関係を示す。図中の●印は河床を固定した場合のもので、破線で示される領域 a および b ~ e 線は、図中の表に示される主・分水路の平面形状に対する  $\kappa_g / \kappa$  の値である。本実験のような  $\theta_1 = 0$  の T 型分岐で、固定床水路の場合、流砂量配分比と流量配分比の比  $\kappa_g / \kappa$  は、1.5 ~ 2.0 となる。しかし、砂州の進行にともなって、 $\kappa_g / \kappa$  は 0 から 2.0 まで変化している。こうした砂州の影響による  $\kappa_g / \kappa$  の変化は、固定床弯曲分岐における分岐点偏角  $\alpha = 90^\circ$  の場合 (e) から固定床 T 型分岐の  $\theta_1 = 0$  までの広範な平面形状に相当している。流量・流砂量配分比に及ぼす砂州の影響は、固定床水路における主・分水路の平面形状の影響と同程度であり、砂州の影響の大きさが知られる。ちなみに、本実験における、砂州 1 波長当りの流量・流砂量配分比の平均値をみると、 $\kappa = 0.061$ 、 $\kappa_g = 0.103$  で、 $\kappa_g = 1.69 \kappa$  となり、固定床における T 型分岐の結果と一致している。

#### 4.5.4 洗掘孔の消長と交互砂州

最大洗掘深  $Z_s$  と分岐部周辺の平均水深  $h_m$  との比  $Z_s / h_m$  と砂州前縁と開口部の位置関係  $X_B / L_B$  との関係調べたのが図-4.39である。図示のように、洗掘孔は洗掘と埋め戻しを繰り返す。 $0 < X_B / L_B < 0.5$  で埋め戻し過程、 $0.5 < X_B / L_B < 1$  で洗掘過程となり、砂州の周期とよく対応している。こうした洗掘孔の消長は、孔内への流入流砂量  $Q_{si}$  と孔内からの流出流砂量  $Q_{so}$  との不均衡によるものである。つまり、 $0 < X_B / L_B < 0.5$  では、砂州のクレスト部が洗掘孔を通過するために  $Q_{si} > Q_{so}$  となり、 $0.5 < X_B / L_B < 1$  では、トラフ部が通過するために  $Q_{si} < Q_{so}$  となると推察される。なお、最も洗掘される場合の  $X_B / L_B$  は、0 あるいは 1 のときで、 $Z_s / h_m$  は、1.75 となっている。

この洗掘・埋め戻し過程をさらに詳しくみるために、トレーサー実験により得られた洗掘孔周辺の流跡線を調べてみる。トレーサーが主水路から洗掘孔に流入する角度  $\beta_2$ 、分水路へ流出していく角度  $\beta_1$  が  $X_B / L_B$  によってどのように変化するかを見たのが図-4.40である。図中の流入角  $\beta_2$ 、流出角  $\beta_1$  はともに上限の角度を示す。 $\beta_1$  は  $X_B / L_B$  による変化が小さく、ほぼ  $32^\circ$  である。しかし、流入角  $\beta_2$  は、 $X_B / L_B$  が 0 から 0.07 へ変化する間に、 $130^\circ$  から  $190^\circ$  へと増大し、 $X_B / L_B$  が 0.07 から 0.2 へ変化する間に流入角  $\beta_2$  は急激に減少して約  $90^\circ$  と小さくなる。そして、 $X_B / L_B$  が 0.2 から 0.75 付近までは  $\beta_2$  は漸減し、最小値はほぼ  $60^\circ$  である。このように  $\beta_2$  の変化範囲は  $60^\circ$  から

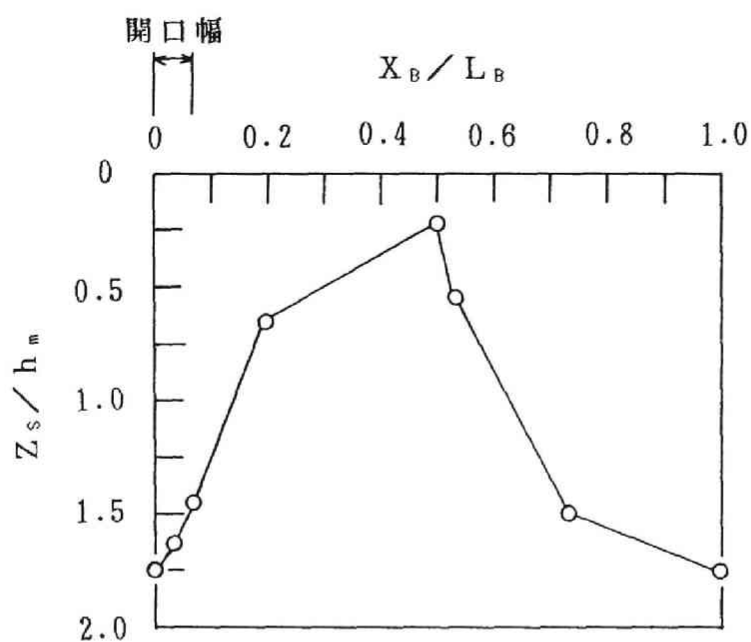


図-4. 39 洗掘孔の消長と  $X_B/L_B$  の関係

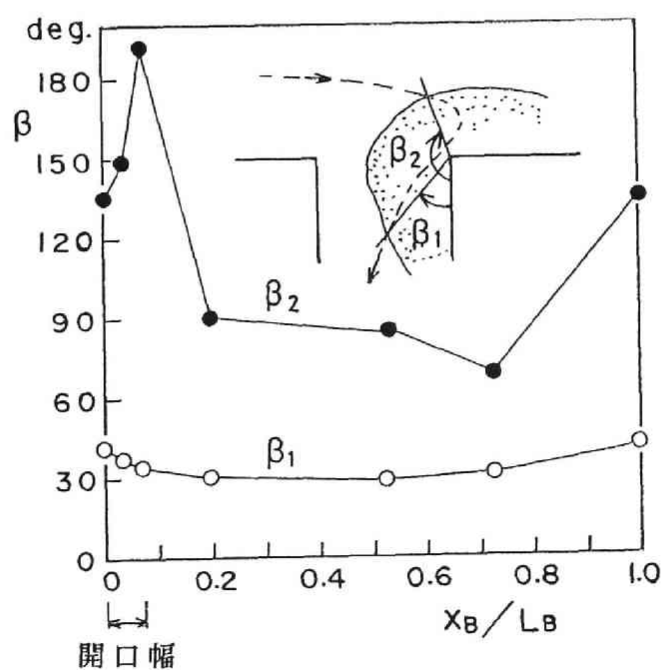


図-4. 40 トレーサの洗掘孔への流入角および流出角と  $X_B/L_B$  の関係

190°と広い。洗掘孔の洗掘・埋め戻しは、砂州のクレスト部やトラフ部が、そこを通過するかどうかだけでなく、砂州前縁と開口部との位置関係によって、洗掘孔に取り込まれる土砂の範囲も変化することが知られる。つまり、砂州前縁と開口部との位置関係によって、河床面近傍の分流境界流線がシフトすることを示している。

#### 4.6 結 語

本章においては、移動床実験にもとづいて、分岐部周辺の局所洗掘を調べるとともに、流量・流砂量配分と分岐部より下流の河床変動との関連性について検討した。まず、分岐部周辺に形成される洗掘孔の形状の相似性を明らかにするとともに、最大洗掘深について若干の検討をした。

ついで、流量・流砂量配分比の通水初期からの経時変化および主・分水路の偏角に対する変化について考察し、流量・流砂量配分比は、分岐部より下流の河床変動の影響を受け、その決定機構は、固定床水路の場合と異なることが明らかにされた。その一つ、分岐に伴うエネルギー損失は、洗掘孔の伸長に伴って0となることが推察された。また、分岐に伴う二次流は、分岐部直下流の河床上昇が大きくなると、消失することが示された。決定機構が固定床の場合と異なるものの、主・分水路の偏角に対する流量配分比の変化は、固定床水路の場合とほぼ同じであることが確認された。こうしたことを踏まえ、流量配分比の算定は、固定床における方法を修正し、すなわち、分岐に伴うエネルギー損失の代わりに、分岐部より下流の平衡勾配を与えることによって行われた。そして、実験値と比較することによって、その妥当性を示した。一方、流砂量配分比は、分岐部およびその下流の河床変動によって、大幅に変化することが認められた。T型分岐の場合の流砂量配分比は、分水路長の影響を受け、弯曲分岐の場合は、弯曲部における洗掘の影響を受ける。こうした河床変動を評価し、流砂量配分比を定量的に評価することは容易でないが、T型分岐の場合、分岐部周辺の逆勾配河床を考慮した掃流力を導入することによって、その経時変化を説明し、解析の基礎を与えた。

平衡状態における流量・流砂量配分は、砂州前縁と開口部との位置関係によって周期的に変動することが示されるとともに、この変動と連動して、洗掘孔が洗掘と埋め戻しを繰り返す、その結果、本川から分水路へ供給される土砂量と分水路の下流へ流送される土砂量の間に位相差が生ずることを明らかにした。また、流量・流砂量配分に及ぼす砂州の影響は、固定床水路における主・分水路の偏角の影響と同程度であることが明らかにされた。

分岐部周辺の局所洗掘や流砂量配分などについては、今後、検討される必要がある。

## 参 考 文 献

- 1) Habermaas, F : Geschiebeeinwanderung in Werkkanäle und deren Verhinderung、Wasserkraft und Wasserwirtschaft、1935、pp.111 - 116.
- 2) 道上正規・村雲治：分水路における土砂配分、土木学会第 32 回年次講演会概要集、1977、pp.313 - 314.
- 3) 田中祐一郎・川合茂：移動床分水路に関する一実験、第 29 回土木学会年次講演会概要集、1975、pp.275 - 276.
- 4) 室田明：開水路分水路の研究、土木学会論文集、第 70 号、別冊 1 - 1、1960.
- 5) 村雲治：分岐水路における土砂配分に関する研究、京都大学卒業論文、1977、pp. 7 - 22.
- 6) 前出 3)
- 7) 村本嘉雄・坂本忠彦・吉村知司：弯曲水路の河床変動に関する研究、京都大学防災研究所年報第 11 号 B、1968、pp.291 - 310.
- 8) 芦田和男：断面変化部における河床変動に関する研究（I）、京都大学防災研究所年報第 6 号、1963、pp.312 - 327.
- 9) 村本嘉雄・藤田裕一郎：中規模河床形態の分類と形成条件、第 22 回水理講演会論文集、1978、pp.257 - 282.
- 10) 藤田裕一郎：交互砂州上の流況特性に関する実験的研究、第 24 回水理講演会論文集、1980、pp.329 - 337.



## 第5章 分岐部を含む開水路の河床変動に関する研究

### 5.1 概説

分岐部より下流では、上流より供給される流量および流送土砂量が減少し、流れは変化する。その一例として、図-5.1に、弯曲分岐実験 (Exp.No.4 I-2、Exp.No.4 K-2) の結果を示す。いずれのケースも、流量配分比  $\kappa$  と流砂量配分比  $\kappa_g$  との関係は、 $\kappa_g \doteq \kappa$  である。同図は、水路縦断方向の水深  $h$  の変化を示したもので、上流部の水深  $h_0$  で無次元化して表している。図示のように、分岐部周辺を除けば、それより上流では、 $h/h_0 \doteq 1$  である。しかし、いずれのケースも  $\kappa_g \doteq \kappa$  と同じであるにもかかわらず、分岐部より下流では、●印 (Exp.No.4 I-2) の場合、 $h/h_0 < 1$  となり、○印 (Exp.No.4 K-1) の場合、 $h/h_0 \doteq 1$  となっている。分岐部より下流の流砂濃度の変化によって、流水抵抗や河床勾配が変化するためと思われる。こうした流れの変化をもたらす河床変動は、前章で明らかにされたように、流量・流砂量配分を変化させる。ときには流路変動を引き起こすこともあろう。流量・流砂量配分を算定する面から、また、河道の維持管理を適切に行うためにも、分岐部より下流の流水抵抗や河床勾配の変化を知ることが重要

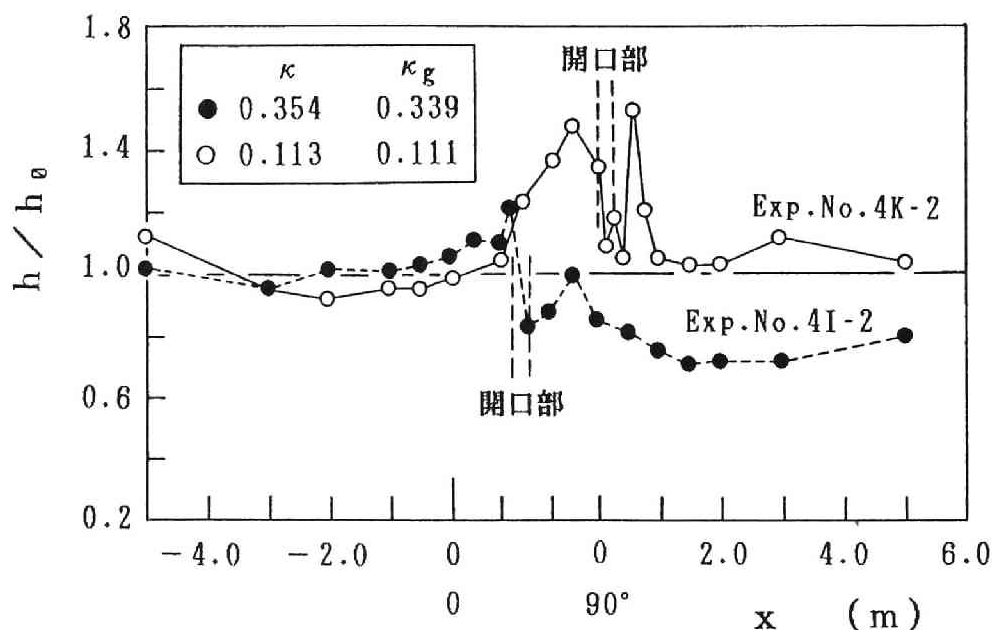


図-5.1 分岐に伴う水深の縦断変化

である。

流水抵抗や流路変動は、主に、形成される河床波に規定される。分流に伴う河床波の変化を扱った研究はほとんどないが、単水路における研究は広く行われ、かなり明らかにされている。小規模河床波に関しては、Yalin、田中<sup>1)</sup>、Garde-Raju<sup>2)</sup>、芦田・道上<sup>3)</sup>、吉川・石川<sup>4)</sup>、福岡・奥津・山坂<sup>5)</sup>らの研究があり、中規模河床波に関しては、岸・黒木<sup>6)</sup>、村本・藤田<sup>7)</sup>らの研究がある。これらの研究成果は、そのまま分流の場合へ適用することができる。そのためには、分岐部より下流の水理量の変化、つまり、流量・流砂量配分と分岐部より下流の水理量との関係を知る必要がある。

本章においては、分岐部より下流の河床変動を表すため、まず、分岐部の上流と下流の水理量の関係を議論し、分流に伴う河床形態の領域変化について考察する。また、分流に伴う平衡河床勾配の変化を検討する。ついで、放水路計画が進められている斐伊川を対象として、その流砂量配分を推定するとともに、計画洪水時における分岐部より下流の河床形態を推定する。

## 5.2 分流に伴う河床波の変化<sup>8)</sup>

### 5.2.1 分岐部の上流と下流の水理量の関係

河床波の領域区分や河床波の形状特性は、水深  $h$  や無次元掃流力  $\tau_*$  などの関数によって表示されている。そこで、分岐に伴う河床形態の変化を論じるに先がけて、分岐部より上流の水理量と下流の水理量との関係を導く。以下、つぎのような展開を行う。

流砂量および流速をそれぞれつぎのように表す。

$$\frac{q_B}{u_* d} = K \tau_{*m} \left( \tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} \right) \dots\dots\dots (5.1)$$

$$v = \phi u_*, \phi = f \left( \tau_*, \frac{R}{d}, \frac{u_* d}{\nu}, s \right) \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 $q_B$  は単位幅当りの掃流砂量、 $u_*$  は摩擦速度、 $s$  は砂の水中比重、 $d$  は砂粒径、 $g$  は重力加速度、 $\nu$  は動粘性係数である。  
(5.1) 式において佐藤・吉川・芦田式を用いると、大同<sup>9)</sup>によれば、 $K$  と  $m$  は、表-5.1 のようである。いま、分岐部より上流の諸量には添字 0 を、下流の諸量には添字 1 を付して表すと、分流に関する連続式はつぎのように表される。

表-5.1 流砂量式の係数  $K$  と  $m$   
(大同<sup>9)</sup> による)

$\tau_*$ の範囲	$K$	$m$
$0.05 < \tau_* < 0.08$	$3 \times 10^6$	8
$0.08 < \tau_* < 0.13$	2.0	2.75
$0.13 < \tau_*$	0.6	1

$$Q_1 = (1 - \kappa) Q_0, Q_{B1} = (1 - \kappa_g) Q_{B0} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 $Q$  は流量、 $Q_B$  は掃流砂量、 $\kappa$  は流量配分比、 $\kappa_g$  は流砂量配分比である。  
 (5.1) 式と (5.3) 式より、分岐部より下流の無次元掃流力  $\tau_{*1}$  は次式のようにになる。

$$\tau_{*1} = \left[ (1 - \kappa_g) \frac{K_0 B_0}{K_1 B_1} \right]^{\frac{1}{m_1 + 0.5}} \tau_{*0}^{\frac{m_0 + 0.5}{m_1 + 0.5}} \dots\dots\dots (5.4)$$

広幅断面 ( $R \approx h$ ) とすると、分岐部より下流の相対水深  $h_1/d$  は、(5.2) 式と (5.3) 式よりつぎのようにになる。

$$\frac{h_1}{d} = (1 - \kappa) \frac{B_0 \phi_0}{B_1 \phi_1} \left( \frac{\tau_{*0}}{\tau_{*1}} \right)^{0.5} \frac{h_0}{d} \dots\dots\dots (5.5)$$

上式をフルード数を用いて表すと、つぎのようにになる。

$$\frac{h_1}{d} = \left\{ (1 - \kappa) \frac{B_0 \phi_0}{B_1 \phi_1} \right\}^{2/3} \left( \frac{F_{r0}}{F_{r1}} \right)^{2/3} \frac{h_0}{d} \dots\dots\dots (5.6)$$

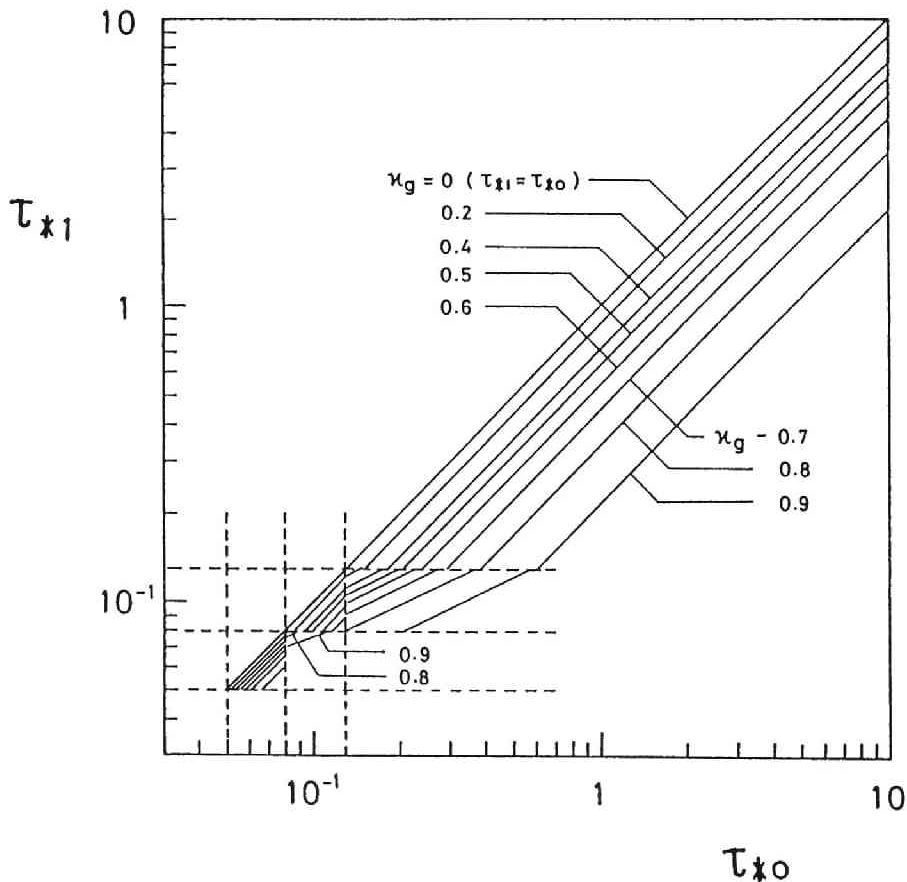


図-5.2 分岐に伴う  $\tau_*$  の変化

さて、(5.4)式は、分岐部より上流の無次元掃流力  $\tau_{*0}$  から、分岐部より下流の  $\tau_{*1}$  を推定するためのものである。同式において、 $B_1=B_0$ とおき、流砂量配分比  $\kappa_g$  をパラメーターとして、 $\tau_{*1}$  と  $\tau_{*0}$  との関係をみたのが図-5.2である。同図において、同一の流砂量配分比  $\kappa_g$  に対する  $\tau_{*1}$  と  $\tau_{*0}$  との関係が不連続に変化しているのは、表-5.1に示すように、流砂量式の  $K$  および指数  $m$  に、 $\tau_*$  の範囲ごとで異なった値を用いているためである。

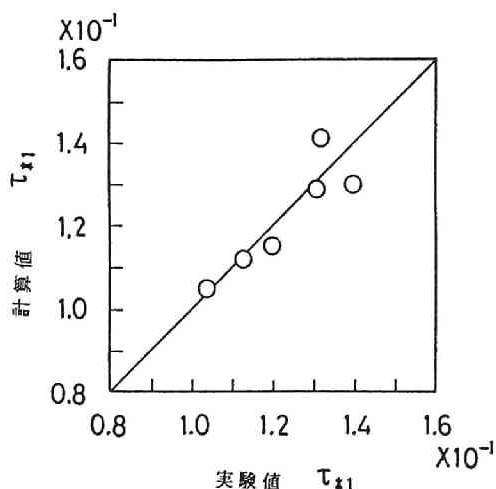


図-5.3  $\tau_{*1}$  の計算値と実験値の比較

流砂量配分比  $\kappa_g$  の変化に伴う  $\tau_{*1}$  の変化について、計算値と実験値を比較し、(5.4)式あるいは図-5.2の妥当性を調べる。それを図-5.3に示す。計算値と実験値はよく一致しており、 $\kappa_g$  による  $\tau_{*1}$  の変化が(5.4)式によって適切に推定されているのが知られる。

## 5.2.2 小規模河床波の変化

### (1) 小規模河床形態の領域区分

河床形態の領域区分法として、芦田・道上の方法<sup>10)</sup>を用いることにすれば、 $F_r \geq 0.8$  で upper regime、 $F_r < 0.8$  で lower regime であって、その境界を区分するパラメーターは、無次元掃流力  $\tau_*$  と相対水深  $R/d$  ( $R$ : 径深、 $d$ : 河床材料の粒径) である。これは、(5.4)式～(5.6)式により求められる。

さて、河床形態の領域区分線は、一般に、次式のように表される。

$$R/d = a\tau_*^b \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

そこで、(5.6)式において、 $B_0=B_1$ とし、これを(5.7)式( $R=h$ )に代入すると、分岐部より下流の領域区分線は、つぎのように表される。

$$\frac{h_0}{d} F_{r0}^{2/3} = \frac{a F_{r1}^{2/3}}{(1-\kappa)^{2/3}} \tau_{*1}^b \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

上式における  $a$ 、 $b$  に対し、芦田・道上の研究を適用すると、分岐部より下流における河床形態は図-5.4のようになる。図示のように、流量配分比  $\kappa$  が増大すると、区分線は図の上方に移る。また、図-5.2からも知られるように、流砂量配分比  $\kappa_g$  が増加すると、同図の  $\tau_{*0}$  に対して  $\tau_{*1}$  が減少するため、区分線は図の下方に移ることになる。

分流に伴う河床形態の区分法が、単水路移動床における研究成果を適用して、図-5.4のように得られた。そこで、第4章の実験データを用い、図-5.4に示す領域区分

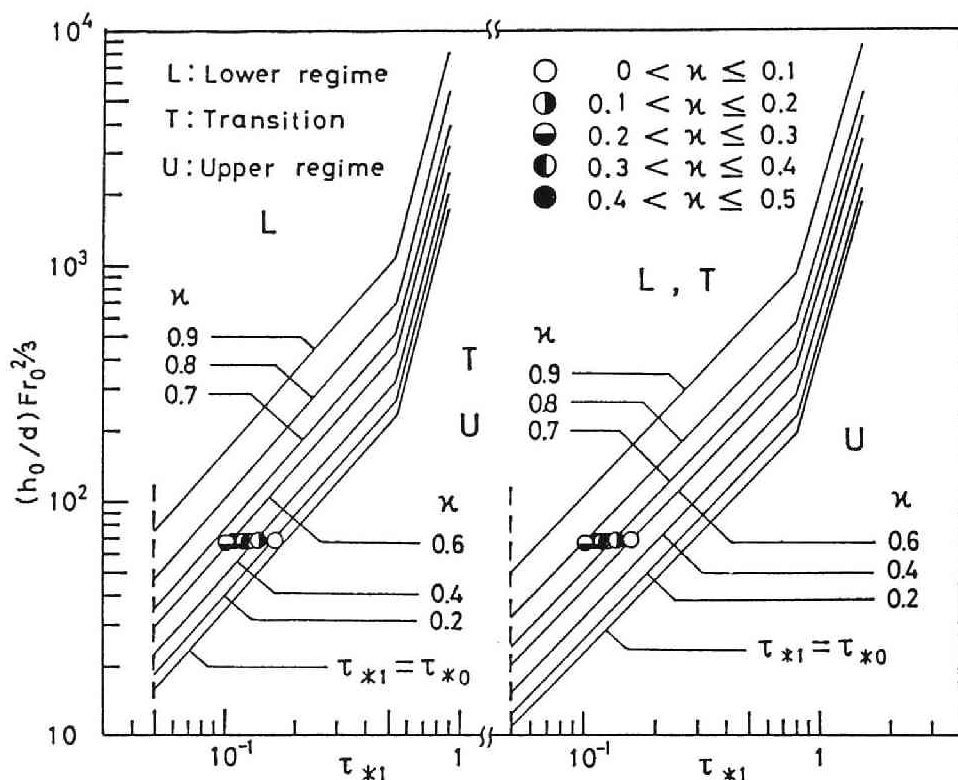


図-5. 4 分岐に伴う小規模河形態の領域変化図

法および(5.4)式、(5.5)式の検討を行う。

まず、河床形態についてみたのが図-5.4である。図示の実験値はすべて lower regime に属するものである。いずれのデータも、流量配分比  $\kappa$  に対応した領域区分線の上方にあって、この領域区分法の妥当性が知られる。

ついで、分岐に伴う水深変化を表す(5.5)式の妥当性を調べる。分岐に伴う  $\tau_*$  や河床形態の変化が推定されることから、流速係数  $\phi$  を芦田・道上の算定図によって求めると、(5.5)式より、分岐部より下流の水深  $h_1$

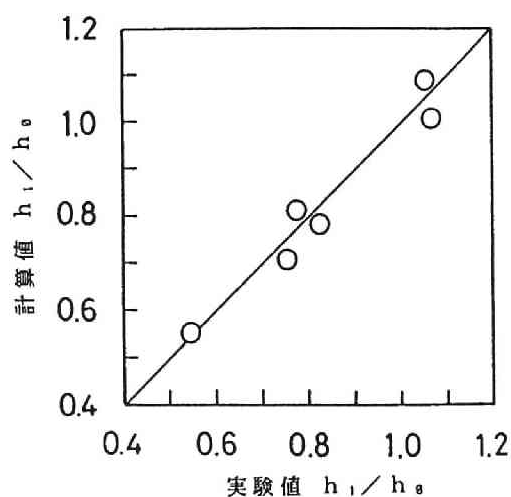


図-5. 5 分岐部下流の等流水深の計算値と実験値の比較

が得られる。計算値と実験値を比較したのが図-5.5である。計算値と実験値はよく一致している。

河床形態の変化をもとに、流水抵抗の変化を推定することができ、分流に伴う水深変化を的確に予測し得る。そして、その結果を流量・流砂量配分比の算定に反映させることができる。

## (2) 河床波の形状特性の変化

小規模河床波の形状は流水抵抗と密接に関係している。(5.5)式の妥当性を検討するとき、芦田・道上の方法で行った。芦田・道上の流水抵抗算定図は、実験データを整理して求められているが、河床波の形状特性から流水抵抗を求める研究も多い。dune 河床を対象として、Yalin、田中<sup>11)</sup>は、形状抵抗が、主に、相対波高に依存する式を提案し、吉川・石川<sup>12)</sup>は、さらに研究を進め、相対波高の他に波形勾配に依存する抵抗算定式を提案している。ところで、これらの式を用いて分岐部より下流の流水抵抗を算定する場合、分岐部より下流に形成される dune の波高および波長を知る必要がある。そこで、dune の形状特性に関するこれまでの研究成果を適用し、分岐部より下流に形成される dune の波長、波高の推定を行う。

波長、波高の推定に田中<sup>13)</sup>の研究成果を適用する。波長  $\lambda$  は、Yalin の結果と同じで、次式のように表される。

$$\lambda = 5h \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

波高  $d$  は、次式で表される。

$$\frac{d}{h} = \frac{2(1 - \tau_{*c}/\tau_*)}{5 - \tau_{*c}/\tau_*} |1 - F_r^2| \left(1 + \frac{9}{p^2}\right) \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

$$p = \frac{2\pi h}{i\lambda} (1 - F_r^2) \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

ここに、 $i$  は河床勾配である。分岐部より下流の水理量、無次元掃流力  $\tau_*$ 、水深  $h$  および河床勾配  $i$  が得られれば、分岐部より下流に形成される dune の波長、波高が求められる。これらの諸量は、(5.4)式または図-5.2、(5.5)式あるいは(5.6)式から求められる。分岐部より下流の河床勾配の推定法については次節で考察する。

さて、分岐部より下流の dune の波長、波高を(5.9)式、(5.10)式により求め、実験値と比較してみる。結果を図-5.6、図-5.7に示す。前者は波長、後者は波高である。図示のように、波長、波高のいずれの場合も、実験データはかなりバラついているが、計算値は、実験値の平均値を表している。このデータのバラツキの範囲は、田中のデータのバラツキの範囲にある。図-5.4、(5.4)式、(5.5)式を用いることによって、分岐部より下流に形成される dune の平均的な波長および波高が推定される。

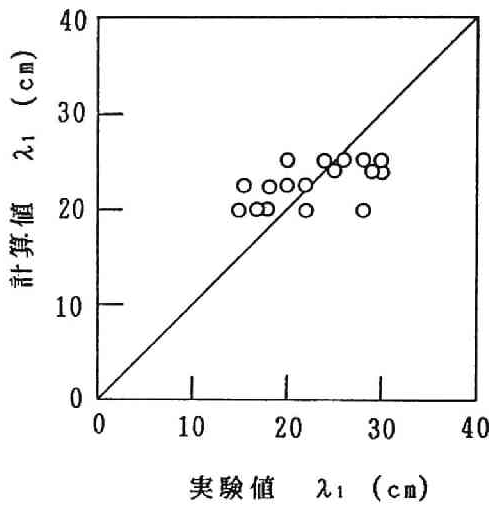


図-5. 6 砂堆の波長の計算値と実験値の比較

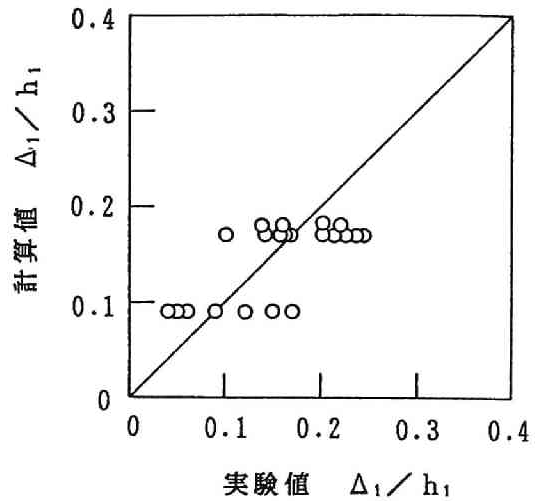


図-5. 7 砂堆の波高の計算値と実験値の比較

### 5. 2. 3 中規模河床形態の領域変化

中規模河床形態について、小規模河床形態の場合と同じように、分岐に伴う砂州の形成領域の変化を調べる。単水路における村本・藤田<sup>14)</sup>の研究成果によれば、砂州の形態を区分するパラメータは、相対水深  $h/d$  と幅水深比  $B/h$  であり、砂州の形成領域は、

$$4 < B/h < 7 \times 10^2, \quad 2 < h/d < 5 \times 10^4 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

と表される。そして、交互砂州の形成領域は次式のように表されている。

$$0.0034 (B/h)^2 < h/d < 0.091 (B/h)^2 \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

また、準砂州や短対角州の形成領域は、 $h/d$  が上式の下限值より小さい領域で、複列砂州の形成領域は、上式の上限值より大きい領域である。ただし、いずれの場合も (5.12) 式の条件下で成立する。この村本・藤田の成果を分流の場合へ適用する。そのためには、分岐部より下流における  $h_1/d$  と  $B_1/h_1$  を知ればよい。以下、 $h_1/d$ 、 $B_1/h_1$  を求め、(5.13) 式に対応する式を導く。

いま、砂州河床の流速係数として、岸・黒木<sup>15)</sup> による次式を用いる。

$$\phi = 6.0 (R/d)^{1/6} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

すると、(5.5) 式より  $h_1/d$  と  $B_1/h_1$  はつぎのように表される。

$$\frac{h_1}{d} = \left( \frac{1}{\xi} \frac{B_0}{B_1} \right)^{6/7} \frac{h_0}{d} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

$$\frac{B_1}{d} = \left( \frac{B_1}{B_0} \right)^{13/7} \xi^{6/7} \frac{B_0}{h_0} \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

ここに、 $\xi = \frac{\sqrt{\tau_{*1}/\tau_{*0}}}{1-\kappa}$  で、流砂量配分比と流量配分比の関係に相当する。  
 (5.15) 式、(5.16) 式を (5.13) 式に代入することにより、分岐部下流における交互砂州の形成領域を表す次式が得られる。

$$\begin{aligned} 0.0034 (B_1/B_0)^{32/7} \xi^{18/7} (B_0/h_0)^2 &< h_0/d \\ &< 0.091 (B_1/B_0)^{32/7} \xi^{8/7} (B_0/h_0)^2 \dots\dots\dots (5.17) \end{aligned}$$

ここに、 $h_0/d$  が上式の上限值より大きい場合は複列砂州の形成領域となり、下限値より小さい場合は準砂州や短対角州の形成領域となる。

図-5.8 (a)、(b) に、 $B_1/B_0=1$  とし、 $\xi$  をパラメータとしたときの、分流に伴う中規模河床形態の領域区分図を示す。(a) 図は砂州が形成される上限を、(b) 図は下限を表している。図中の破線で囲まれた領域は、分岐部より下流における、 $\xi$  に対する中規模河床形態の形成領域を表し、実線は各砂州の形成限界を示している。 $\xi$  が大きくなると区分線は上方に移り、流量・流砂量配分比によって、分岐部より下流に形成される砂州の種類が変化するのが知られる。また、 $\xi \geq 2.91$  の条件下においては短対角州が現れない。

このように、分岐に伴う中規模河床形態の領域変化図が得られた。中規模河床形態を形成させた実験は1ケースで、それも分岐部の上・下流で交互砂州が形成された場合であるが、実験値(第4章5節の実験)を同図に●印で示す。実験値は交互砂州の領域に入っている。図-5.8の妥当性を示す一例と考えられる。

### 5.3 分岐部より下流の平衡勾配に関する考察

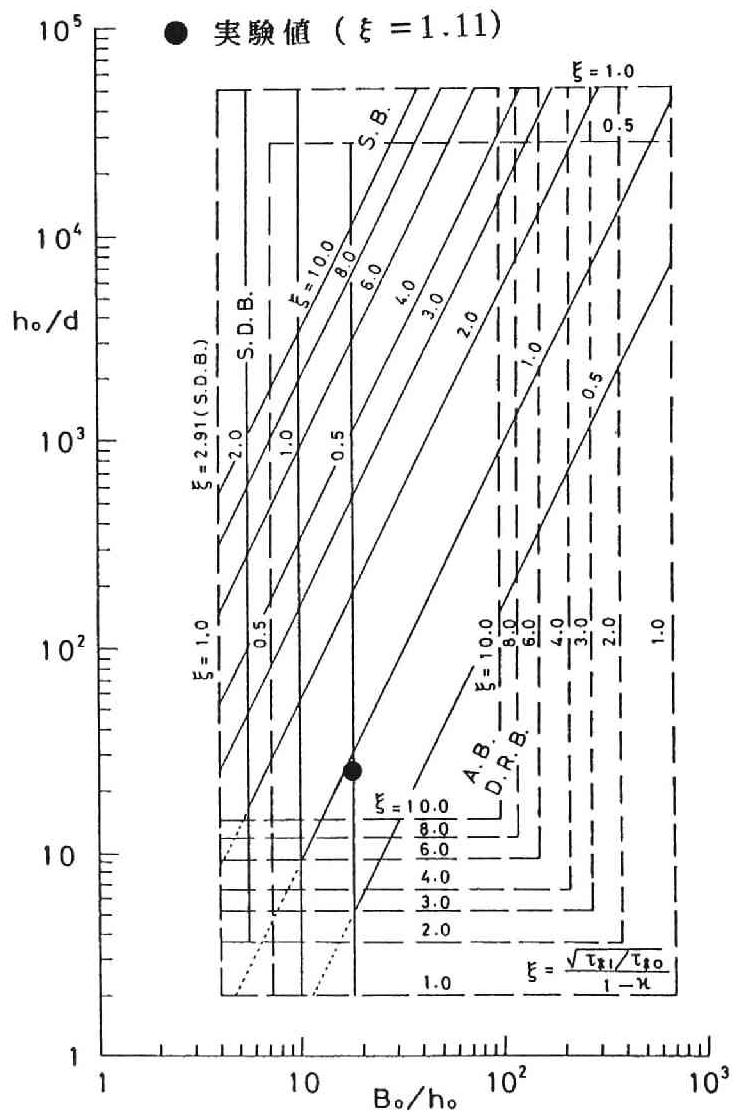
分岐部より下流の流砂濃度は、上流の流砂濃度と異なるため、河床勾配は変化する。その一例を図-5.9に示す。同図は、Exp. No. 4 K-1 (弯曲分岐で、分岐点偏角  $\alpha=90^\circ$ ) の場合で、通水初期からの、分岐部より下流の主・分水路の河床勾配の変化を示している。図示のように、通水初期の河床勾配の変化は大きい、時間経過に伴って落ち着き、やがて、平衡勾配に達するものと思われる。同図に示される分水路の河床勾配が、通水初期に大きくなっているが、これは、分岐部直上流の弯曲部で洗掘された土砂が流入したためと思われる。

こうした河床変動を予測するには、分岐部における流砂量配分を知ることが前提となるが、第4章で述べたように、これを知るのは、現状では困難である。そこで、分岐部下流の河床変動を考える基本として、平衡河床勾配について検討する。

分岐部上流の勾配を  $i_0$ 、下流の主水路の勾配を  $i_1$  とすると、 $i_0$  と  $i_1$  との関係は、



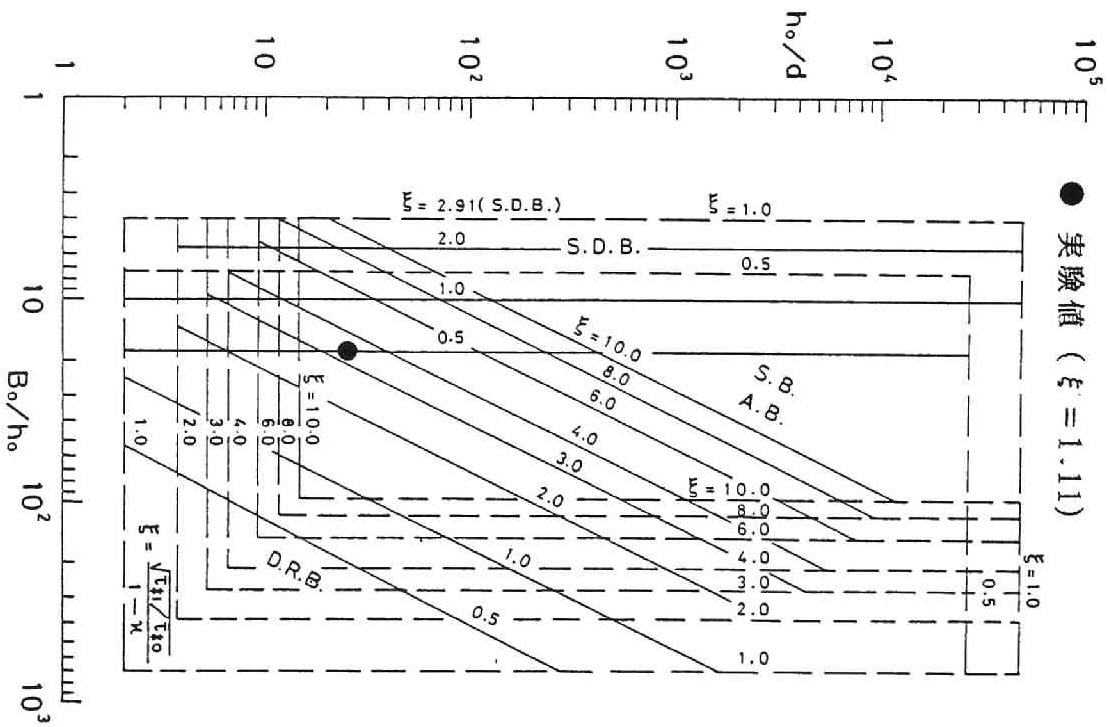
S.D.B.: 短対角州      A.B.: 交互砂州  
 S.B.: 準砂州      D.R.B.: 複列砂州



(a) 区分線の上限図

図-5.8 分岐に伴う中規模河床波の形成領域変化図

S.D.B.: 短対角州      A.B.: 交互砂州  
 S.B.: 準砂州      D.R.B.: 複列砂州



(b) 区分線の下限図

図-5. 8 分岐に伴う中規模河床波の形成領域変化図

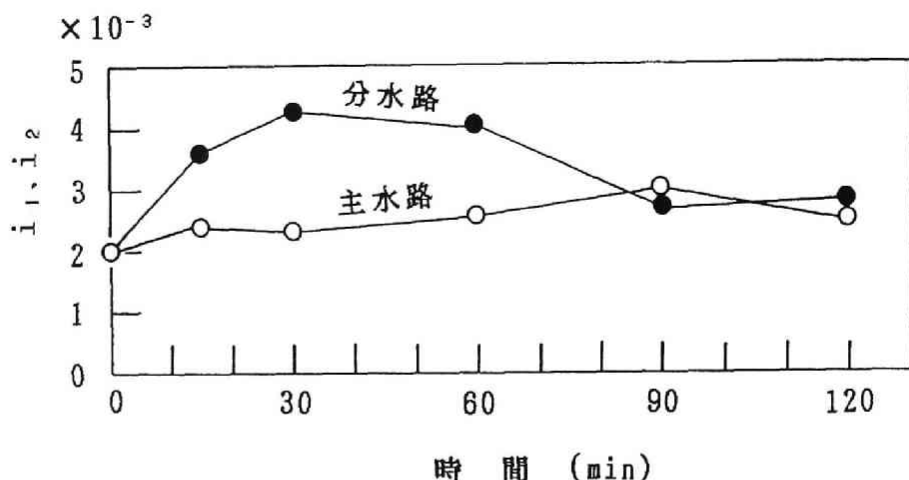


図-5.9 分岐部より下流の河床勾配の経時変化

$$\frac{i_1}{i_0} = \frac{h_0}{h_1} \frac{\tau_{*1}}{\tau_{*0}} \dots\dots\dots (5.18)$$

と表される。上式に(5.5)式を代入すると、平衡勾配は、

$$\frac{i_1}{i_0} = \frac{B_1}{B_0} \frac{\phi_1}{\phi_0} \frac{1}{1-\kappa} \left( \frac{\tau_{*1}}{\tau_{*0}} \right)^{1.5} \dots\dots\dots (5.19)$$

と表される。同様に、分水路の平衡勾配  $i_2$  は次式のように表される。

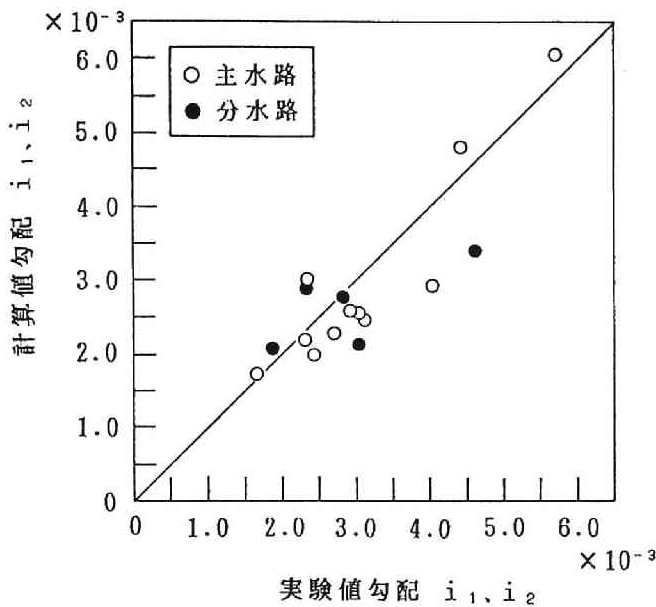
$$\frac{i_2}{i_0} = \frac{B_2}{B_0} \frac{\phi_2}{\phi_0} \frac{1}{\kappa} \left( \frac{\tau_{*2}}{\tau_{*0}} \right)^{1.5} \dots\dots\dots (5.20)$$

(5.19) 式における  $\tau_{*1}/\tau_{*0}$  は、流砂量配分比  $\kappa_g$  を与えれば、(5.4) 式あるいは図-5.2 より求められる。また、(5.20) 式における  $\tau_{*2}/\tau_{*0}$  は(5.4) 式の場合と同じように求められ、

$$\tau_{*2} = \left( \kappa_g \frac{K_0 B_0}{K_2 B_2} \right)^{\frac{1}{m_2+0.5}} \frac{1}{\tau_{*0}^{\frac{m_0+0.5}{m_2+0.5}}} \dots\dots\dots (5.21)$$

と表される。

導出された平衡勾配の推定式、(5.19) 式および(5.20) 式の妥当性を実験値により検討する。図-5.10 に平衡勾配の計算値と実験値を示す。計算において、流速係数  $\phi$  は、小規模河床形態の場合は芦田・道上の算定図、中規模河床形態の場合は(5.14) 式によった。図示のように、計算値と実験値とのずれが若干大きいデータもみられるが、両者は比較的良好に一致している。



図－5. 10 河床勾配  $i_1, i_2$  の計算値と実験値の比較

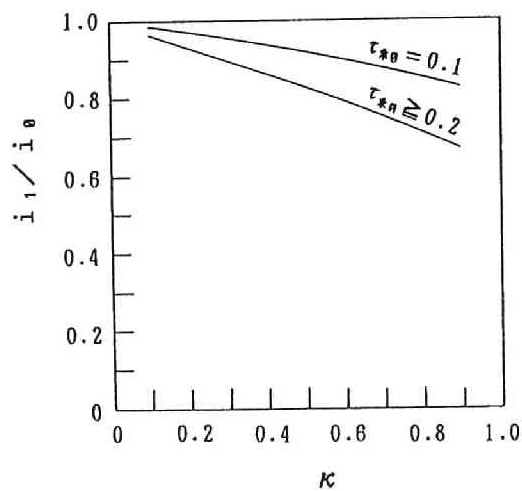
そこで、4種の流量・流砂量配分に対する平衡河床勾配を求めてみる。図－5. 11 (a)～(d)に、主水路の計算結果を示す。なお、分岐部より下流の掃流力が限界掃流力近くになったとき、および流砂量配分比が100%近くになったときの計算データは除いている。図示のように、流量配分比  $\kappa$  が大きくなるほど、 $\kappa_g/\kappa$  が大きくなるほど  $i_1/i_0$  は小さくなる傾向を示す。また、上流部の掃流力  $\tau_{*0}$  によっても変化することが知られる。

#### 5. 4 実際の放水路計画を対象とした河床変動の推定例

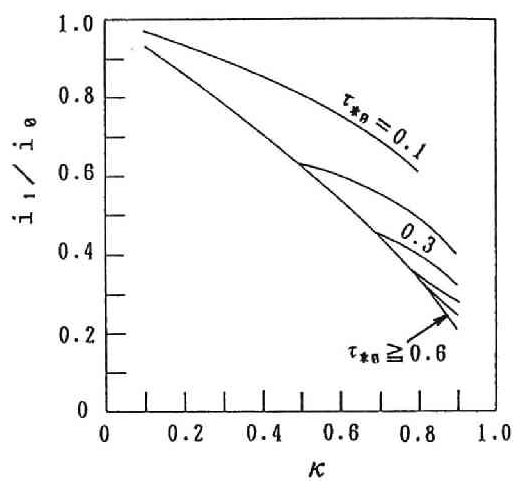
斐伊川では、流量改訂に伴って、図－5. 12 に示されるような、14 km 地点付近の左岸から神戸川へ至る放水路計画が進められている。この斐伊川放水路計画を対象とし、分流に伴う河床変動について検討してみる。

##### 5. 4. 1 斐伊川放水路計画の概要

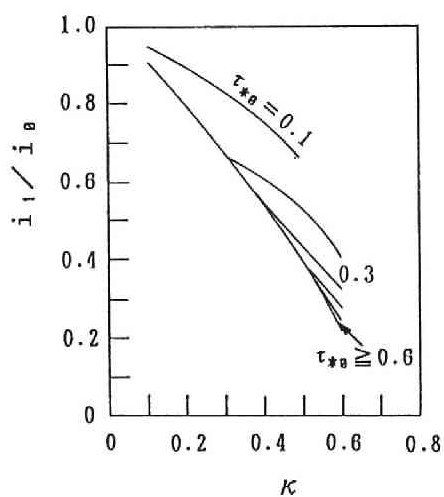
分岐部周辺の流路の平面形状は、図－5. 12 に示されるように、弯曲分岐で、弯曲流路の中心曲率半径  $R$  と河幅  $B$  ( $=300\text{ m}$ ) との比は、 $R/B \approx 3$  である。放水路の取り付け位置は、図示のように、弯曲部終端付近の外岸に予定されている。そして、呑口には、横越流堰が、その直下流の本川には、床止めが設置されるとともに、放水路側には、沈砂池の設置が計画されている。また、現況の斐伊川は単断面であるが、放水路の設置に伴って、複断面に改修される予定である。



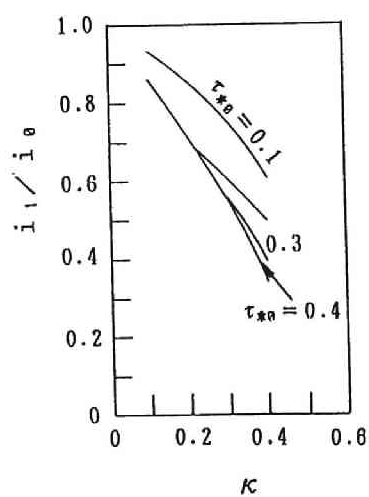
(a)  $\kappa_g = 0.5\kappa$  の場合



(b)  $\kappa_g = \kappa$  の場合



(c)  $\kappa_g = 1.5\kappa$  の場合



(d)  $\kappa_g = 2\kappa$  の場合

図-5. 11  $i_1/i_2$  と  $\kappa_g$ 、 $\kappa$ 、 $\tau_*$  の関係図

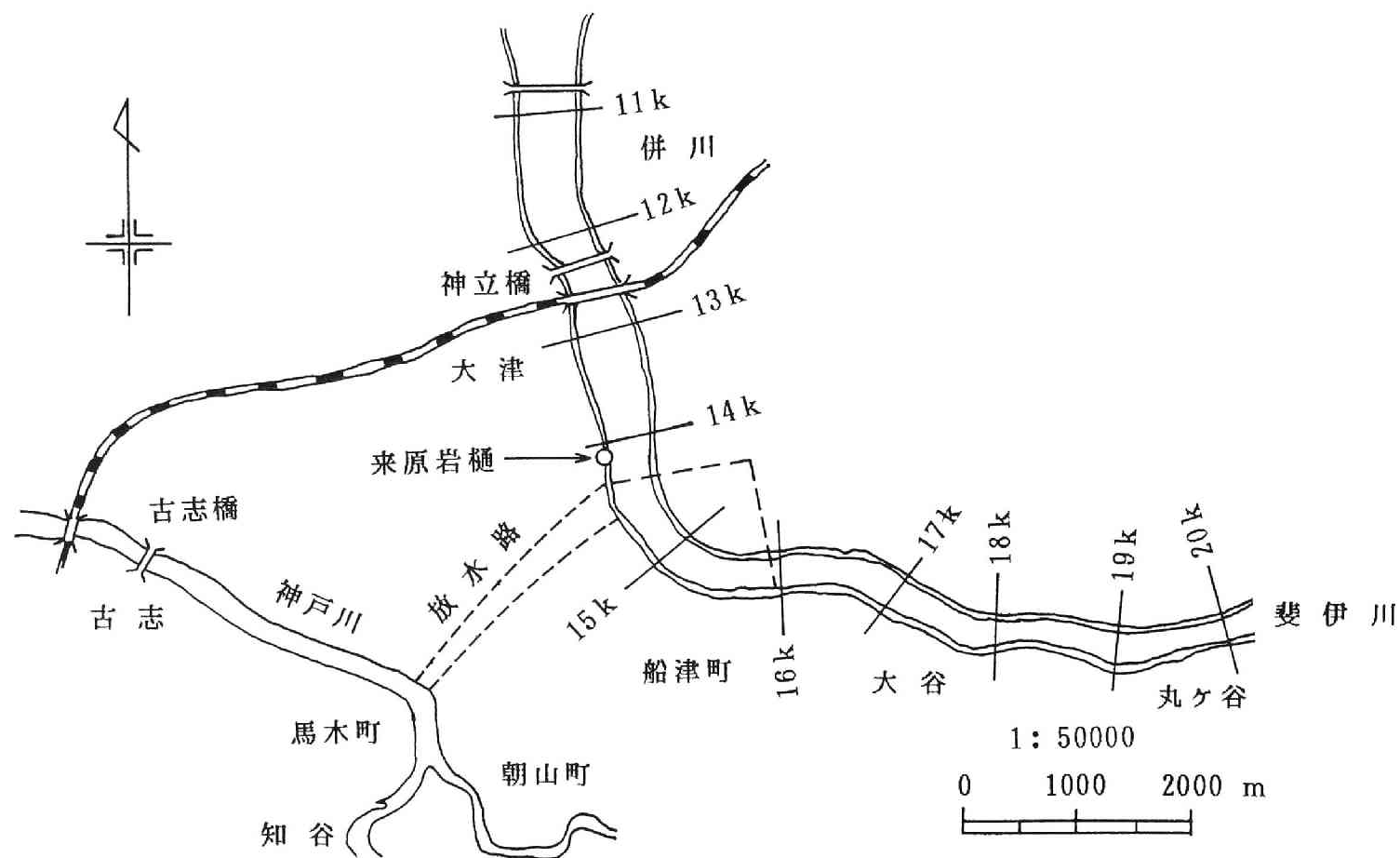


図-5. 12 斐伊川放水路予定地点周辺の概略地図

計画流量配分比  $\kappa$  (放水流量/本川流量) は、図-5.13 のようで、本川流量が  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  から分流を開始し、 $720 \text{ m}^3/\text{s}$  までは、 $400 \text{ m}^3/\text{s}$  を本川に、 $720 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の流量に対しては、その  $5/9$  を本川に流す計画である。そして、分岐部の上流および下流の計画高水ハイドログラフは、図-5.14 のようで、分流が行われる  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の流量の洪水継続時間は 42 時間、上流部の計画高水流量は  $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、下流部のそれは  $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$  と設定されている。

#### 5.4.2 流砂量配分の推定<sup>16)</sup>

分岐部より下流の河床変動を検討するには、流砂量配分を知ることが前提となる。そして、浮遊砂が無視できない場合は、掃流砂量配分と浮遊砂量配分を分けて扱う必要がある。そこで、まず、分岐部の上・下流における流砂の状態遷移を調べる。斐伊川の河床材料は砂で、 $0 \sim 28 \text{ km}$  地点付近までは、 $2 \text{ mm} \sim 3 \text{ mm}$  の粒径分が  $50\% \sim 60\%$  を占める。そこで、粒径を  $2 \text{ mm}$  として、砂粒の沈降速度  $w_0$  と摩擦速度  $u_*$  との比  $w_0/u_*$  と流量の関係を示したのが、図-5.15 である。砂粒の浮遊限界は、 $w_0/u_* \approx 0.7 \sim 1.0$  であるから、図示のように、本川の上流部においては、流量が  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以上になると、流砂のほとんどが浮遊状態で流送される。つまり、流砂量配分を推定するには、掃流砂と浮遊砂を分けて扱う必要がある。一方、分流開始後の下流部においては、最大流量  $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $w_0/u_* = 0.83$  となり、浮遊状態で流送されてきた流砂は、分岐部より下流では、ほぼ掃流状態で流送されると推定される。

ついで、掃流砂量式の適用性について調べる。斐伊川では、河床付近の浮遊砂も一部含むとされる斐伊川公式<sup>17)</sup> が提案されている。これは、水深  $H$  が  $75 \text{ cm}$  より大きい場合と小さい場合に分けられており、次式で示される。

$$\left. \begin{array}{l} H < 0.75 \text{ m} : q_B = 1.539 H^{1.5} I^{1.3} D^{-0.5} \\ H > 0.75 \text{ m} : q_B = 8.13 H^2 I^{1.5} D^{-0.8} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.22)$$

ここに、 $q_B$  は単位幅当りの流砂量 (空隙を含む体積) ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $H$  は水深 ( $\text{m}$ )、 $I$  は河床勾配、 $D$  は砂粒径 ( $\text{mm}$ ) である。道上・鈴木<sup>18)</sup> は、建設省出雲工事事務所で実測された掃流砂量データと斐伊川公式、芦田・道上式 ( (4.4) 式) を比較検討している。それを図-5.16 に示す。斐伊川公式は、(5.23) 式に示されるものに  $0.6$  をかけて実質の流砂量に換算されている。なお、同図には、佐藤・吉川・芦田式も新たに加えている。道上・鈴木は、斐伊川公式より芦田・道上式の方が実測値に近いことを示すとともに、斐伊川公式には、かなりの浮遊砂も含まれるとしている。いずれの流砂量式がよいかは、実測流砂量の精度の問題もあって、一概に判断できない面もあるが、同図によれば、道上・鈴木が、主に対象としている年間平均流量 ( $30 \text{ m}^3/\text{s} \sim 40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) では、芦田・道上式の方が実測値に近く、分流が行われるような流量 ( $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s} \sim 4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ) を対

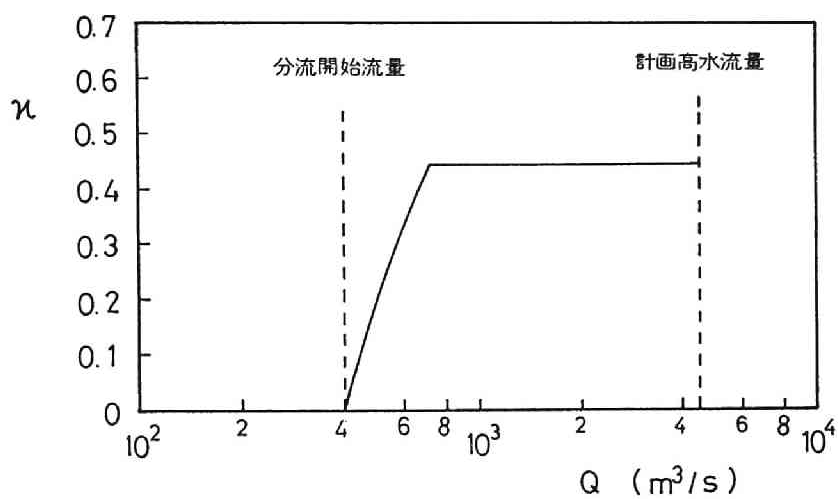


図-5.13 計画流量配分比と流量の関係

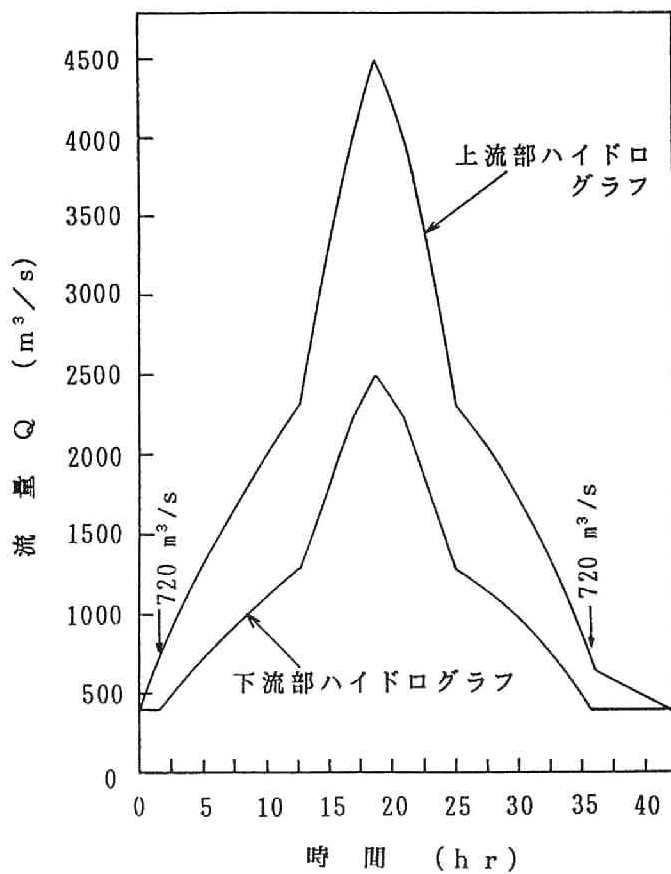
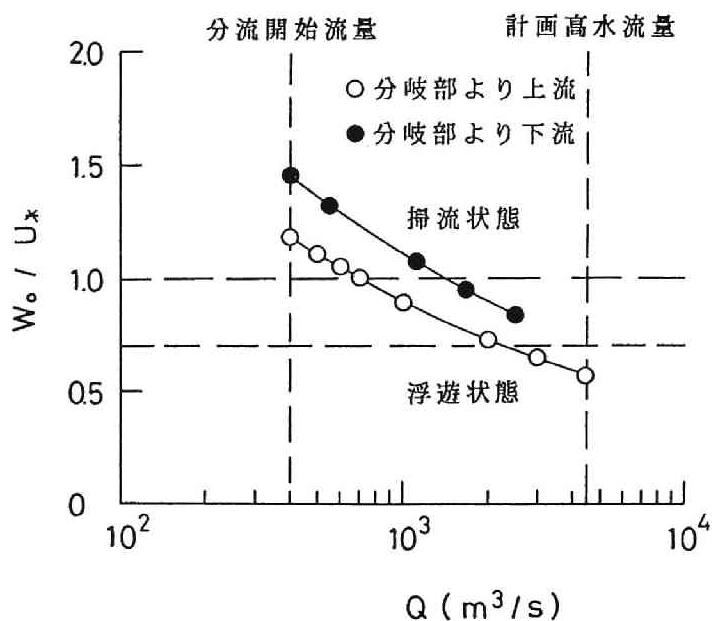


図-5.14 計画洪水ハイドログラフ





図－5. 15 流量変化に伴う流砂の状態遷移

象とすると、佐藤・吉川・芦田式の方が実測値に近くなるようである。そこで、掃流砂量の推定には、佐藤・吉川・芦田式を用いる。

さて、流砂量配分を推定する。浮遊砂が無視できないことから、浮遊砂と掃流砂を分けて扱う。浮遊砂量配分比  $\kappa_s$  は流量配分比  $\kappa$  に等しいとし、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  は、現地の分岐部周辺の流路の平面形状が、実験に用いた弯曲分岐水路とほぼ相似であることから、前章までの実験結果および第6章に述べられる実験結果（弯曲横越流実験）をもとに算出する。現地の分岐点偏角は  $\alpha \approx 90^\circ$  である。第3章の固定床実験の結果によれば、掃流砂量配分比は  $\kappa_g \approx 0.4 \kappa$ 、第4章の移動床実験の結果によれば、平均値として、 $\kappa_g \approx 0.63 \kappa$  となる。一方、横越流堰を設置した第6章の結果によれば、 $\kappa_g \approx 0.1 \kappa$  となる。移動床実験では、弯曲部外岸の洗掘は極めて大きい、現地では幅水深比が大きい、二次流の効果はそれほど大きくなく、洗掘は実験結果より小さくなるものと推察される。また、前述のように、呑口には横越流堰を、本川には床止めの設置が計画されている。この床止めは、弯曲部外岸の洗掘を緩和させる効果があると思われる。したがって、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  の最小値は、 $0.1 \kappa < \kappa_g < 0.4 \kappa$  の範囲に、最大値は、 $0.63 \kappa < \kappa_g < \kappa$  の範囲になることが推測される。そこで、最小値の平均  $\kappa_g \approx 0.3 \kappa$  と最大値の平均  $\kappa_g \approx 0.8 \kappa$  の2ケースについて、浮遊砂も含めた流砂量配分比  $\kappa_T$  を求める。なお、浮遊砂量の算定には芦田・道上式<sup>19)</sup>を用いる。図－5.17に、流量変化に伴う流

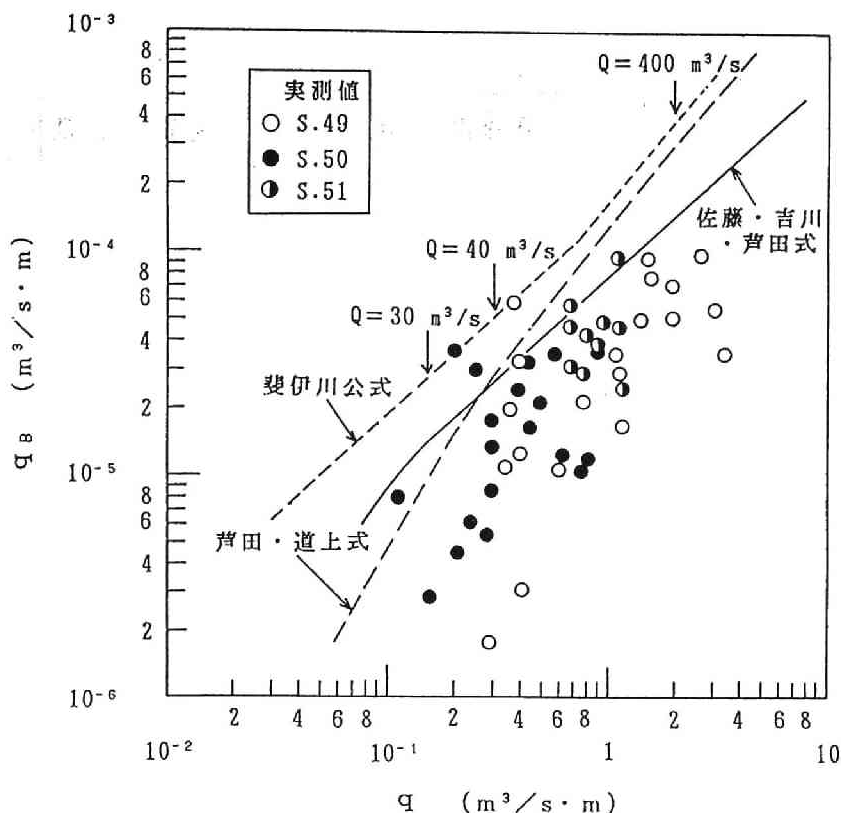


図-5.16 斐伊川 21km 地点における単位幅流量と単位幅流砂量<sup>18)</sup>

砂量配分比  $\kappa_T$  および流砂量配分比と流量配分比の比  $\kappa_T / \kappa$  の関係を示す。図示のように、いずれのケースも流量が大きくなるにつれ、流砂量配分比  $\kappa_T$  は大きくなって、流量  $Q$  が  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  から計画高水流量の  $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$  では、 $\kappa_T \approx 0.4$  となる。そして、 $\kappa_T / \kappa$  は、 $0.9 \sim 0.97$  となって、流砂量配分比は流量配分比にほぼ等しくなる。これは、流量が大きくなるほど、掃流砂量に比べ浮遊砂量の方が大きくなるためである。

#### 5.4.3 計画高水ハイドログラフに対する河床形態の変化

一次元支配方程式により、分岐部下流への供給流砂量を算出するとともに、分岐部の上・下流における河床形態の領域変化を調べる。一次元支配方程式は以下のとおりである。

流水の運動方程式：

$$\frac{d}{dx} \left( \frac{1}{2g} \frac{Q^2}{B^2 h^2} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{u_*^2}{gR} = 0 \quad (5.23)$$

流砂量式は、前述の結果より、佐藤・吉川・芦田式 ( $n > 0.025$ 、 $\tau \gg \tau_c$ )：

$$q_B = 0.623 \frac{u_*^3}{sg} \quad (5.24)$$

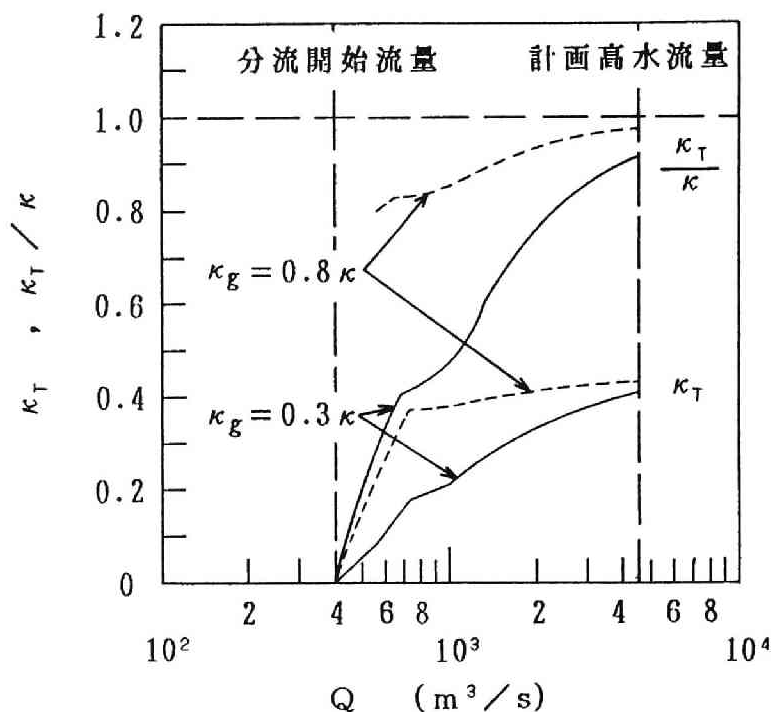


図-5.17 推定流砂量配分比と流量の関係

河床変動式：

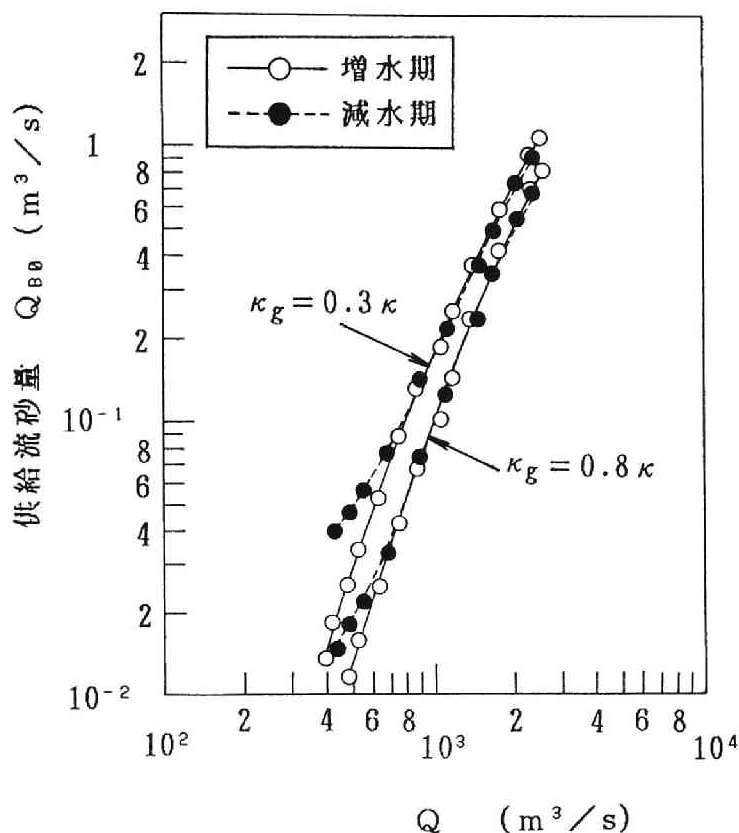
$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_B}{\partial x} \dots\dots\dots (5.25)$$

抵抗則：

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \dots\dots\dots (5.26)$$

ここに、 $Q$  は流量、 $h$  は水深、 $B$  は河幅、 $z$  は河床高、 $R$  は径深、 $q_B$  は単位幅流砂量、 $t$  は時間、 $\lambda$  は空隙率、 $v$  は平均流速、 $n$  は Manning の粗度係数、 $i$  はエネルギー勾配である。上の諸式を差分化して河床変動計算を実行した。分岐部より上流の境界条件は、呑口直下流に計画されている床止めで限界流とし、下流部の計算では、矢道湖の水位を与えた。また、粗度係数は、計画粗度係数  $n=0.035$  を用いた。計算区間は、分岐部（14 km 付近）を含んで、0 km ～ 26 km の範囲である。なお、計画では、複断面となるが、分流が行われる流量に対する計画高水位は、高水数高より高く、それも低水路の深さよりかなり大きくなることから、単断面として計算している。

分岐部から本川下流への供給流砂量  $Q_{B0}$  は、前述の流砂量配分比  $\kappa_T$  を用いて算出する。



図－5. 18 分岐部より下流への供給流砂量と流量の関係（計画洪水）

つまり、流量変化によっても土砂の配分比率が変化しないと仮定する。このことは、第6章で述べられるように、河床が平衡状態に達してなくても、流砂量配分と流量配分の関係が変化しないことから妥当と思われる。図－5.18に、計算結果を示す。図示のように、分岐部より下流への供給流砂量は、 $\kappa_g = 0.3 \kappa$  の場合の方が、 $\kappa_g = 0.8 \kappa$  の場合より大きい。そして、いずれの場合も、分岐点より下流の流量  $Q_1$  が  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  程度より大きいと、増水期と減水期の供給流砂量はほぼ等しくなるが、 $Q < 700 \text{ m}^3/\text{s}$  では、増水期より減水期の供給流砂量の方が大きくなる。これは、増水期における堰上げ、減水期における低下背水の影響と、流量が  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  程度以下になれば、浮遊砂量が顕著に小さくなるためと思われる。ちなみに、洪水継続時間42時間（ $Q \geq 400 \text{ m}^3/\text{s}$ ）中、河床勾配はほとんど変化しない。

計画高水ハイドログラフに対する河床形態の遷移を図－5.19（a）、（b）に示す。（a）図は中規模河床形態を、（b）図は小規模河床形態を示す。前者には村本・藤田の区分図を、後者には、芦田・道上の区分図を用いている。図示のように、いずれの場合も、

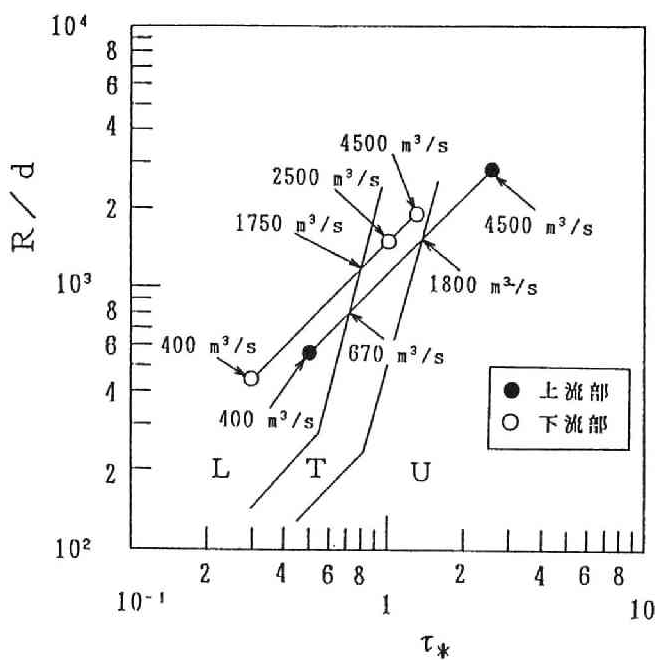
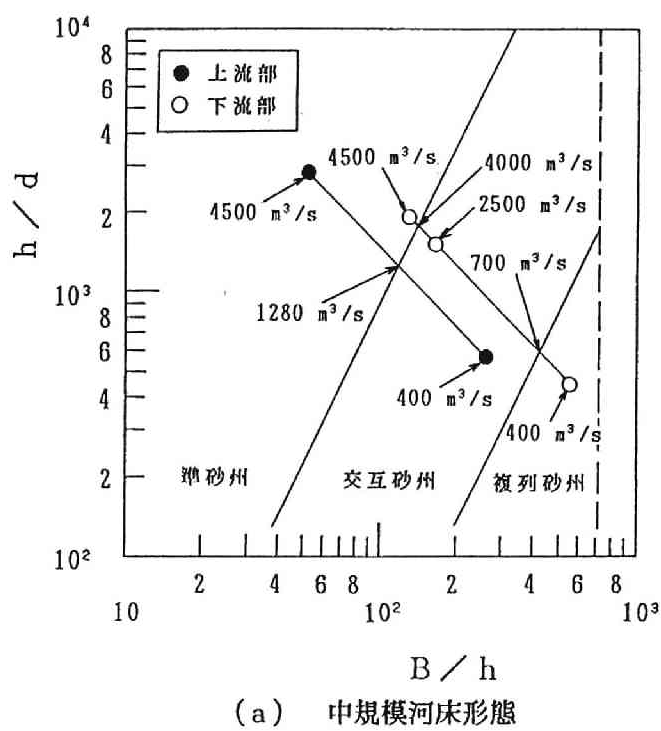


図-5.19 計画洪水に対する河床形態の遷移

河床形態は、流量に対して同一線上を変化し、増水期も減水期も同じであることが知られる。また、分岐部より下流において、現況と分流が行われているときの河床形態の変化過程も同じである。これは、洪水中、河床勾配がほとんど変化しないためと思われる。

(a) 図の中規模河床形態をみると、分岐部より上流では、

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 1,280 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{交互砂州}$$

$$1,280 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 4,500 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{準砂州}$$

と変化する。分岐部より下流では、

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 700 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{複列砂州}$$

$$700 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 4,000 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{交互砂州}$$

$$4,000 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 4,500 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{準砂州}$$

となる。したがって、分流開始後 ( $Q \leq 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ) は、準砂州は現れない。なお、現況の河床は、複列砂州が観測される。洪水の最大流量は、ほとんどが  $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 500 \text{ m}^3/\text{s}$  であり、図示の結果と一致する。ついで、(b) 図に示す小規模河床形態をみると、分岐部より上流では、

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 670 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{Lower Regime}$$

$$670 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 1,800 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{Transition}$$

$$1,800 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 4,500 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{Upper Regime}$$

となる。分岐部より下流では、

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 1,750 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{Lower Regime}$$

$$1,750 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q \leq 4,500 \text{ m}^3/\text{s} \quad : \quad \text{Transition}$$

となる。

以上の結果より、分流開始後の分岐部より下流では、計画高水洪水の継続時間の約 7 割において、交互砂州と砂堆が混在する可能性が高いと推察される。なお、ここでは、流路は単断面として計算しているが、計画されている複断面に対しては、改めて検討される必要がある。

## 5.5 結 語

本章では、流量・流砂量配分比をよりの確に算定する面から、また、分流に伴う河道の維持管理の面から、分流に伴う河床形態および河床勾配の変化について考察するとともに、斐伊川の放水路計画を対象に、斐伊川下流の河床形態を検討した。

まず、分岐部の上流と下流の間の水理量の関係を求め、これをもとに、従来の河床形態の領域区分図を、分流の場合にも見やすい形にし、小規模河床形態については、図-5.3を、中規模河床形態については、図-5.8を提案した。小規模河床形態に関しては、実験値との比較により、その妥当性を示すとともに、図-5.3により分類された河床波

の種類より流水抵抗を推算することによって、下流の水深が適切に評価できることを示した。また、分岐部より下流の平衡河床勾配の推定式を示し、実験値と比較検討した。そして、数種の条件に対する平衡勾配を求め、平衡勾配は流量・流砂量配分比によって変化することを示すとともに、上流部の掃流力によっても変化することを明らかにした。

ついで、放水路計画が進められている斐伊川を対象とし、まずは、斐伊川の流砂特性を調べるとともに、流砂量配分比の推定を行った。流砂量配分比の推定においては、浮遊砂と掃流砂を分けて扱い、掃流砂量配分比は、本論文の実験結果を参考に定められた。そして、一次元解析によって、分流に伴う河床形態の変化を示した。計画洪水時における斐伊川下流の河床形態は、主に交互砂州と砂堆が混在する可能性が高いことを指摘した。こうした結果は、斐伊川放水路計画が遂行される上で参考となろう。

## 参 考 文 献

- 1) 田中祐一郎：移動床開水路の河床形態と抵抗則に関する研究、京都大学学位論文、1972.
- 2) 芦田和男・高橋保・道上正規：河川の土砂災害と対策、森北出版、1983、p. 206. より引用
- 3) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 206 号、1972、pp. 59 - 69.
- 4) 吉川秀夫：流砂の水理学、丸善、1985、pp. 214 - 215. より引用
- 5) 福岡捷二・奥津一夫・山坂昌成：急勾配移動床流れにおける河床波の形状、伝播特性、土木学会論文報告集、第 323 号、1976、pp. 77 - 89.
- 6) 黒木幹男・岸力：中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究、土木学会論文報告集、第 34 号、1984、pp. 87 - 96.
- 7) 村本嘉雄・藤田裕一郎：中規模河床形態に関する研究、京都大学防災研究所年報第 20 号 B-2、1977、pp. 243 - 258.
- 8) 川合茂：河川分流に伴う河床形態の領域変化に関する研究、舞鶴工業高等専門学校紀要、第 24 号、1989、pp. 108 - 112.
- 9) 大同淳之：流砂のある河道の深さ、幅と流量の関係、土木学会第 35 回年次講演会概要集第 2 部、1980、pp. 280 - 281.
- 10) 前出 3)
- 11) 前出 1)
- 12) 前出 4)
- 13) 前出 1)

- 14) 前出 7)
- 15) 岸力・黒木幹男・今泉正次：拘束蛇行流に関する実験的研究、土木学会第30回  
年次講演会概要集第2部、1975、pp. 352 - 353.
- 16) 芦田和男・道上正規・鈴木幸一・田中祐一郎・川合茂：斐伊川の土砂環境と河道  
計画に関する調査研究、防災研究協会、1980、pp. 94 - 116.
- 17) 建設省出雲工事事務所：流砂と河道計画、1977、pp. 62 - 73.
- 18) 芦田和男・道上正規・鈴木幸一・田中祐一郎・川合茂：斐伊川の土砂環境と河道  
計画に関する調査研究、防災研究協会、1980、pp. 120 - 125.
- 19) 道上正規：流砂と河床変動に関する基礎的研究、京都大学学位論文、1972、pp.  
91 - 107.



## 第6章 流量・流砂量配分の構造物による調節に関する研究

### 6.1 概説

開水路分流を行う上で、計画どうりの分流量を得ることは重要である。所定の流量を得るため、分岐部に堰や水門が設けられる場合が多い。堰や水門は、大河津分水にみられるように、主・分水路の両方に設置される場合や、狩野川放水路にみられるような、呑口にのみ設置される場合がある。こうした構造物が設けられる場合の分流は、治水、利水目的ばかりでなく、近年の重要な課題の一つとなっている貯水池堆砂の防止軽減に活用することができる。その一例は、図-6.1に示すバイパス方式、つまり、貯水池上流の背水末端付近に横越流部を有する貯砂ダムを設け、洪水の全てあるいは一部を横越流させ、土砂を排砂路により貯水池下流へ流す方式である。

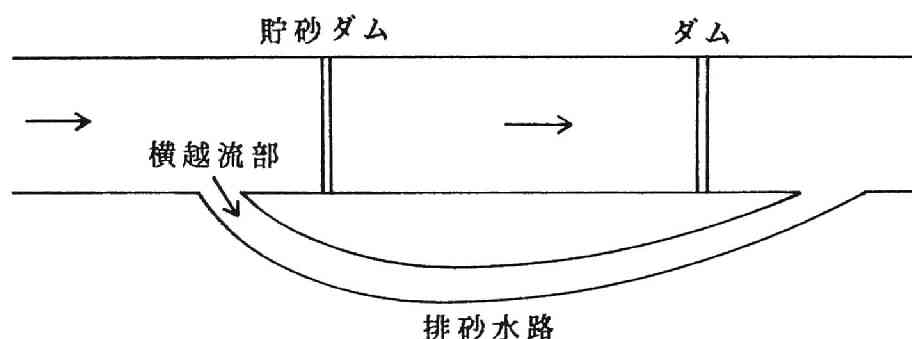


図-6.1 バイパス方式による土砂排除法の概念図

分流調節用構造物が設けられる場合の基本的な問題は、(1) 構造物による流量調節、(2) 構造物からの越砂特性（流砂量配分）、(3) 構造物の設置に伴う河床変動の3つに大別される。緒論で述べたように、この中で、(2)、(3)に関する従来の研究は少ないが、(1)に関しては、古くから、横越流の問題として、堰周辺の水面形および越流量の算定法について研究されている。De Marchi<sup>1)</sup>は、最初に、理論的に横越流量算定式を得ている。De Marchi 式では、流量係数は一定とされている。しかし、流量係数は主流の流速によって変化することから、横越流の問題は流量係数に集約されることになる。中川・宇民<sup>2)</sup>、Subramanya・Awasthy<sup>3)</sup>、Raju・Prasad・Gupta<sup>4)</sup>は、流量係数が主流のフルード数によって定められることを示し、それぞれ、実験式を提示している。それぞれの流量係数

は、横越流量算定式の表示の違いによって異なるとともに、実験データのバラツキによる差が認められる。一方、実河川への適用を主眼とし、分流調節を包括的に扱った芦田・土屋・神谷<sup>5)</sup>の研究がある。この研究では、堰の越流特性、水門の流出特性に関する従来の研究が総括されるとともに、研究成果の適用性が模型実験によって確かめられている。また、分流調節用構造物を設ける場合の水理計算法が提案されている。いずれの研究も実用的で、汎用性は高い。しかし、その対象は固定床であり、移動床のように、河床形状が水面形に影響する場合への適用については検討する必要がある。

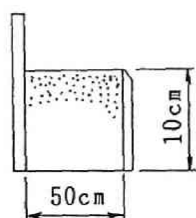
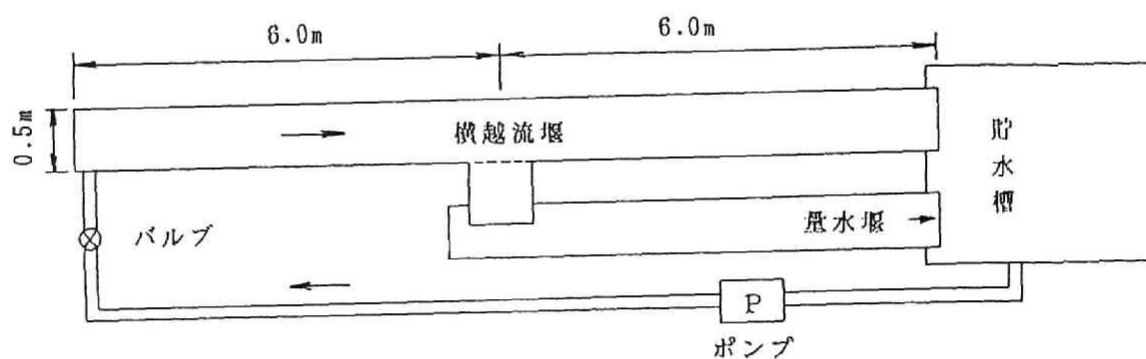
ついで、上記(2)、(3)に関する従来の研究をみる。横越流堰や水門が設けられた移動床の研究はほとんどなく、流砂量配分の制御の観点から、分岐部に水制を設置した実験的研究が2、3散見される。分水路への土砂の流入防止の観点から、分岐部におけるベーンの配置法に関する研究<sup>6)</sup>や分岐部に水制および水門を設けた場合の実験的研究<sup>7)</sup>がみられるが、有用な結果を得るには至っていない。道上・村雲<sup>8)</sup>は、貯水池堆砂の防止軽減の観点から、分水路への土砂の流入を多くする目的で、開口部の対岸に非越流直角水制を設けた実験を行い、その設置位置によって、流砂量配分比は、自然分流の場合より大きくなる場合や小さくなる場合があることを示している。これらの研究は、分岐部で生ずる二次流に着目し、構造物によって河床面近傍の流向を制御しようとするもので、示唆に富むものである。しかし、実用に供するには至っていない。

構造物による分流調節に関する研究は、以上のような状況で、移動床における横越流量算定式の適用性、堰からの越砂量と分岐部周辺の河床変動の関連性を明らかにする必要がある。本章では、基本的な分流調節構造物である横越流堰や横越流部直下流に主水路横断堰を設けた場合の移動床実験を行い、その土砂水理機能、つまり、上述の(2)、(3)の項目を主に考察する。まず、横越流堰のみを設けた場合について、T型分岐水路と弯曲分岐水路を用いた実験結果について述べる。ついで、横越流堰および主水路横断堰を設けた場合について、流量・流砂量配分と河床変動との関係について考察する。この場合、貯水池堆砂の防止軽減問題を主眼としており、全流量が横越流する場合と、分流の場合の両方について検討する。

## 6.2 横越流堰による分流

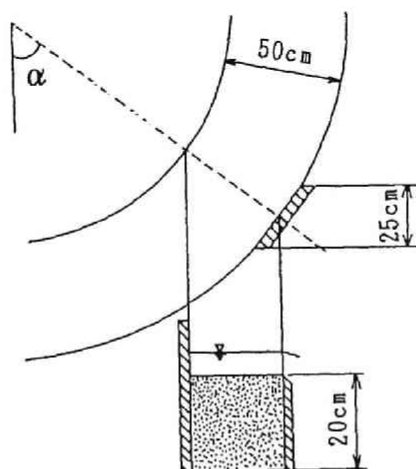
### 6.2.1 実験の概要

実験に用いた水路は、直線横越流水路と弯曲横越流水路の2種類である。直線横越流水路は、図-6.2(a)に示すようで、その諸元は、水路幅50cm、横越流部の上・下流長6m、横越流幅は50cm、25cmである。弯曲横越流水路は、第3章、第4章で用いた弯曲分岐水路で、図-3.1(b)に示されるように、横越流堰は、分岐点偏角 $\alpha$ が $\alpha=42^\circ$ 、 $65^\circ$ 、 $90^\circ$ の3ヶ所に設けられている。横越流部の断面形状は、図-6.2(b)に示すよう



断面図

(a) 直線横越流水路



(b) 弯曲横越流水路

図-6.2 実験水路概略図

で、横越流幅は、分岐点偏角  $\alpha = 42^\circ$  の場合は  $39\text{cm}$ 、 $\alpha = 65^\circ$  の場合は  $28\text{cm}$ 、 $\alpha = 90^\circ$  の場合は  $25\text{cm}$  である。分岐点偏角  $\alpha$  によって横越流幅が違うのは、いずれの場合も、幅  $25\text{cm}$  の分水路壁があるためである。初期河床勾配は、いずれの水路においても、 $1/500$  とし、堰頂は、初期河床高に一致させている。また、本川下流部には砂止め堰を設けるとともに、その下流および横越流堰の下流の分水路末端には、貯砂槽および量水堰（四角堰）を設けている。

実験は、表－6.1 に示すように、直線水路の場合、横越流幅は  $50\text{cm}$ 、 $25\text{cm}$  の2ケース、弯曲水路の場合、分岐点偏角と流量を変えた6ケースの計8ケースの実験を行った。いずれのケースにおいても、横越流堰では完全越流の状態である。通水初期から横越流堰および本川下流端で流砂量を採取するとともに、流量測定をした。そして、適宜、水面形および河床形を測定した。水面形および河床形の測定には、 $0.5\text{mm}$  精度の砂面測定器を用いた。また、河床砂は、 $d_m = 0.6\text{mm}$  のほぼ一様な分布を有するものである。

表－6.1 実験条件

Exp. No.	$\theta_1$ (deg)	横越流幅 W(cm)	Q (l/s)	$\kappa$	$\kappa_g$	備考
6A-1 6B-2	0 0	25.0 50.0	12.0 12.0	0.20 0.30	0.437 0.595	T 型
	$\alpha$ (deg)					
6I-1 6I-2	42	39.0	7.0 12.0	0.554 0.492	0.065 0.024	弯曲 横 越 流
6J-1 6J-2	65	28.0	7.0 12.0	0.458 0.383	0.082 0.053	
6K-1 6K-2	90	25.0	7.0 12.0	0.336 0.230	0.019 0.048	

## 6.2.2 実験結果と考察

### (1) 直線横越流における流量・流砂量配分

図－6.3 に、通水初期からの本川末端の流砂量  $Q_{B1}$ 、横越砂量  $Q_{B2}$  および両者の和の経時変化の一例を示す。本川末端の流砂量、横越砂量ともに、通水初期が大きく、その後、急激に減少し、一定値の回りに変動するようになる。本川末端流砂量と横越砂量の和

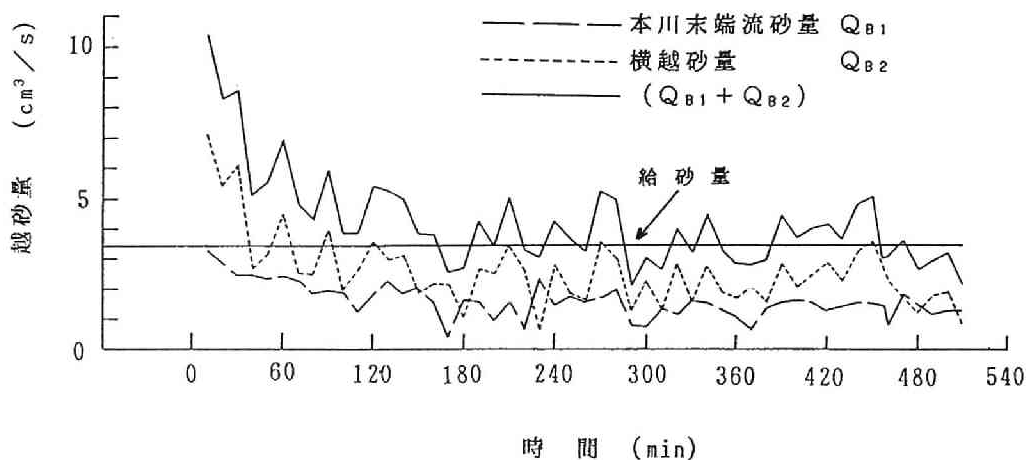


図-6.3 下流端流砂量の経時変化(直線横越流)

$Q_{B1} + Q_{B2}$  も同じように変化し、やがて給砂量の回りを変動するようになって、平衡状態に達する。通水初期に流砂量が多いのは、横越流堰周辺や本川砂止め周辺における局所的な洗掘によるものである。その後の変化は、横越流部より下流の河床勾配が小さくなるためと思われる。ちなみに、本実験においては、横越流部より下流の河床勾配は、いずれのケースも初期勾配の 0.9 倍程度となっている。つまり、横越流部より下流では、流量・流砂量の減少に伴って河床勾配が小さくなり、本川末端流砂量は減少する。その結果、横越流部の河床は低下し、横越砂量も減少するものと思われる。

通水初期から平衡状態までの流量・流砂量配分比の変化を調べる。図-6.4 に、流量配分比  $\kappa$  ( $=$ 横越流量/全流量)、流砂量配分比  $\kappa_g$  ( $Q_{B2}/(Q_{B1} + Q_{B2})$ ) の経時変化を示す。同図は  $W/B = 0.5$  ( $W$ : 横越流幅、 $B$ : 水路幅) の場合である。流量配分比  $\kappa$  は、通水初期の値が大きく、2~3 時間の間に若干小さくなって、 $0.22 \rightarrow 0.19$  と変化する。先の流砂量の変化からも知られるように、下流部における流量や流砂量の減少に伴って河床勾配が小さくなるためと思われる。ちなみに、 $W/B = 1.0$  の場合、 $0.4 \rightarrow 0.3$  と変化する。

流砂量配分比  $\kappa_g$  は、通水初期から平衡状態まで、おおむね  $\kappa_g = 0.25 \sim 0.65$  の範囲で一定値の回りに変動している。流量配分比  $\kappa$  の変化に対応して、流砂量配分比  $\kappa_g$  も変化するものと推測されるが、その変化は変動の範囲内にとどまるのであろう。 $W/B = 1.0$  の場合は、おおむね  $\kappa_g = 0.35 \sim 0.75$  の範囲で変動している。なお、流砂量配分比  $\kappa_g$  の変動は、上述の横越流堰周辺における局所河床変動によるものである。このことは、次節において、もう少し詳しく述べる。

ところで、流砂量配分比  $\kappa_g$  の平均値と流量配分比  $\kappa$  の関係を図-6.32 に△および▲印で示す。おおむね、 $\kappa_g \approx 2\kappa$  となって、固定床自然分流の結果および分水路長が短い場合の移動床自然分流の結果と一致する。これは、横越流堰下流の分水路の影響を全く受けないためと思われる。

Exp.No.6A-1 ( W/B=0.5 )

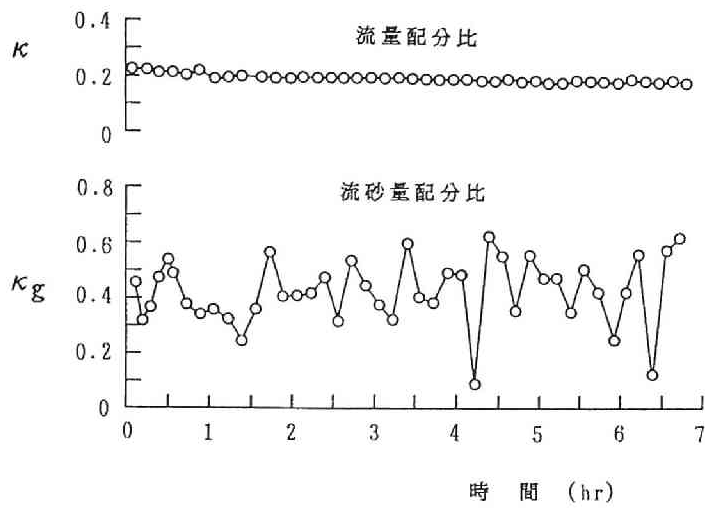


図-6. 4 流量・流砂量配分比の経時変化(直線横越流)

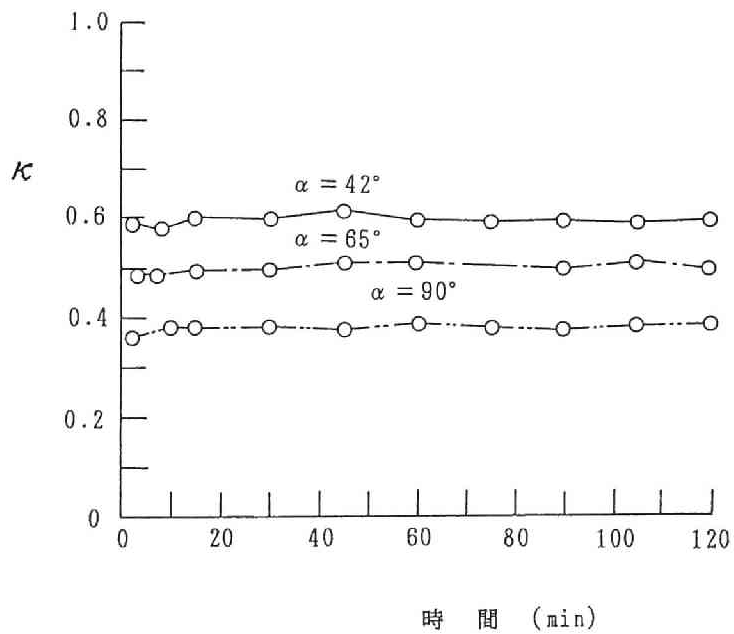


図-6. 5 流量配分比の経時変化(弯曲横越流)

## (2) 弯曲横越流における流量・流砂量配分

通水初期からの流量配分比  $\kappa$  の経時変化を図-6.5に示す。図示のように、いずれのケースも、流量配分比  $\kappa$  の時間的变化は小さくほぼ一定とみなせる。そして、分岐点偏角  $\alpha$  が大きいほど流量配分比  $\kappa$  は小さくなっている。この変化には、横越流幅の大小も影響していると思われるが、主には、第3章、第4章で述べられたように、水流の曲率に関係するものと思われる。この分岐点偏角  $\alpha$  に対する流量配分比の変化を移動床自然分流の結果と比較したのが図-6.6である。流量配分比  $\kappa$  は、分岐点偏角が大きいほど小さくなり、移動床自然分流の場合と同じ傾向を示す。そして、固定床自然分流における傾向(図-3.17)

とも同じである。しかし、横越流堰を設けた場合の流量配分比の方が大きくなっている。これは、横越流堰下流の分水路の影響を受けないためと思われる。

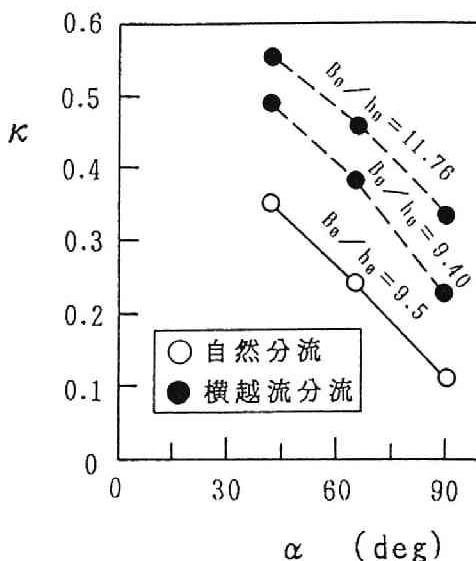


図-6.6 流量配分比と分岐点偏角の関係(弯曲横越流)

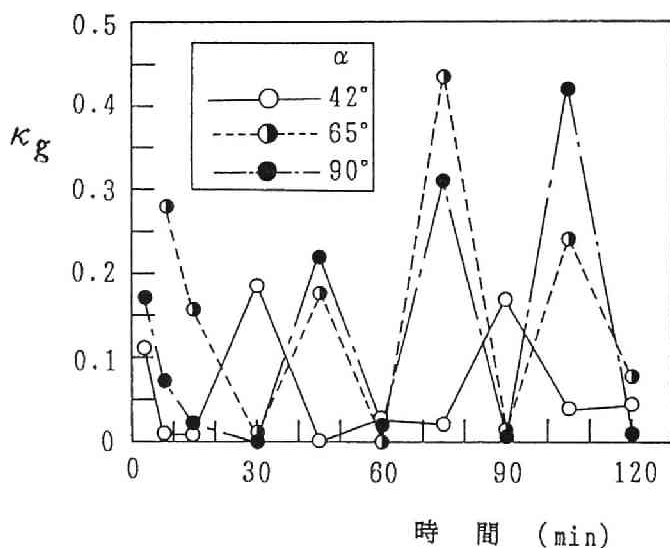


図-6.7 流砂量配分比の経時変化(弯曲横越流)

ついで、流砂量配分比  $\kappa_g$  の経時変化をみる。それを図-6.7に示す。流砂量配分比  $\kappa_g$  は、給砂量  $Q_{B0}$  に対する横越砂量  $Q_{B2}$  の比率  $Q_{B2}/Q_{B0}$  である。図示のように、ある時刻に  $\kappa_g > 0$  となり、その時刻以外では  $\kappa_g = 0$  といった状況が知られる。横越流堰は弯曲部外岸に設置している。外岸部は洗掘領域であるから、洗掘がある程度進行すると、横越流堰からの越砂は生じないと推測される。このことについて、横越流部周辺の現象をみて

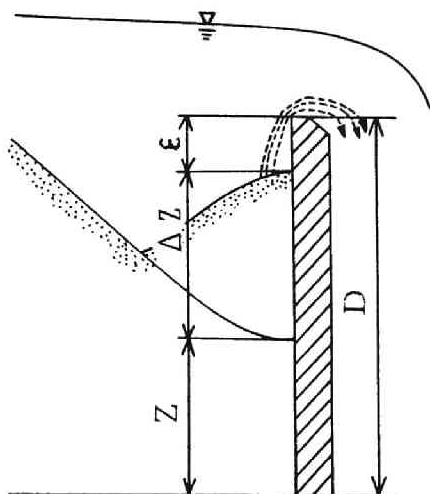


図-6. 8 弯曲横越流における横越砂の状況説明図

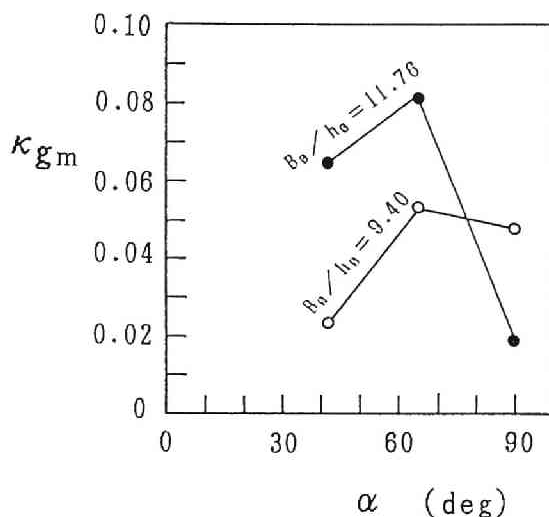


図-6. 9 流砂量配分比と分岐点偏角の関係（弯曲横越流）

みる。弯曲部外岸の洗掘領域の偏角  $30^\circ$  付近では砂堆が発生し、発達、統合、消滅を繰り返し流下していく。そして、砂堆が堰区間に前進してきたとき、図-6. 8 に示すように、砂堆のクレストから越砂する。それも、砂堆の波高が大きいとき、つまり、堰頂と砂堆のクレストとの標高差  $\varepsilon$  が小さいときに越砂が始まる。そして、砂堆が堰区間にあっても、 $\varepsilon$  がある程度大きい場合には越砂しない。すなわち、横越流堰からの越砂は砂堆によるもので、その量および越砂が生ずる間隔は、砂堆の発達程度とその周期に規定される。そして、越砂する場合の  $\varepsilon$  は、河床砂の粒径  $d$ 、砂粒の沈降速度、掃流力、砂粒レイノルズ数等に関係すると思われる。計測の困難さの問題もあって、上記の諸量の間の関係は明らかでないが、実験結果では、おおむね、 $\varepsilon/d < 17.0$  のとき越砂が発生する。砂粒の跳躍高さは約  $3d$  といわれており、堰近傍で上昇流が発生していると思われる。また、越砂するときのクレストの位置は、堰の上流端であったり、下流端であったり、中央部であったりして一定でない。越砂の継続時間も、1分程度から10分程度まで幅広い。

ところで、上述のように、流砂量配分比  $\kappa_g$  は、ある時刻にのみ  $\kappa_g > 0$  となるが、通水初期 15 分を除く、総給砂量  $\Sigma Q_{B0}$  に対する総横越砂量  $\Sigma Q_{B2}$  の比、つまり平均流砂量配分比  $\kappa_{gm}$  と分岐点偏角  $\alpha$  との関係を調べると、図-6. 9 のようになる。図示のように、平均流砂量配分比  $\kappa_{gm}$  は、分岐点偏角  $\alpha = 65^\circ$  のときに最も大きくなり、第4章の移動床分流における結果（図-4. 28）と同じ傾向を示す。しかし、横越流堰を設けた場合の流砂量配分比は、自然分流の場合より 1 オーダー小さくなっている。これは、上述の越



砂特性による。図-6.10に、 $\kappa_{gm}/\kappa$ と $\alpha$ との関係を示す。 $\kappa_{gm}$ が小さいため、移動床自然分流の結果(図-4.30(b))に比べ、 $\kappa_{gm}/\kappa$ も1オーダー小さくなっている。 $\alpha$ に対する $\kappa_{gm}/\kappa$ の変化傾向は、 $\alpha \leq 65^\circ$ で、 $\alpha \rightarrow$ 大のとき、 $\kappa_{gm}/\kappa \rightarrow$ 大となり、移動床自然分流の傾向と同じであるが、 $\alpha \geq 65^\circ$ では、 $\kappa_{gm}/\kappa \rightarrow$ 大となったり、 $\kappa_{gm}/\kappa \rightarrow$ 小となったりしている。この理由は定かでないが、一つは、最大洗掘深の生ずる位置と関係するものと思われる。 $\alpha = 90^\circ$ の場合、 $B_0/h_0 = 9.40$ のケースは、 $60^\circ$ 付近で最大洗掘深が生ずるのに対し、 $B_0/h_0 = 11.76$ のケースは、 $90^\circ$ 付近で最大洗掘深が生じている。分岐部周辺における流路の平面形状と横越流堰の影響の大きさが知られる。

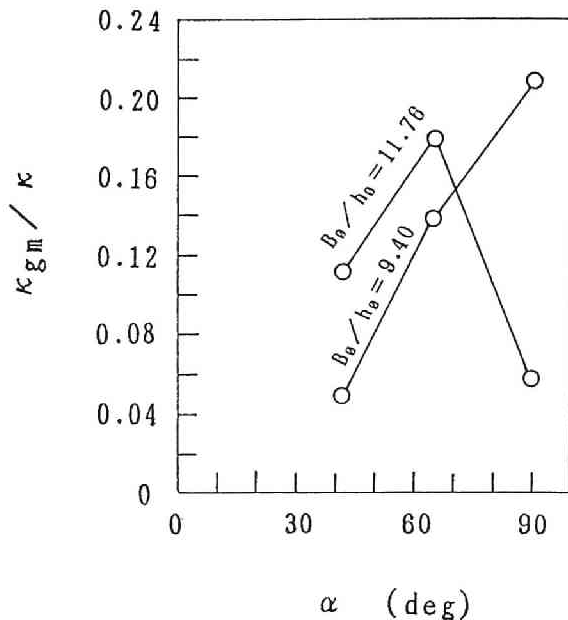


図-6.10  $\kappa_{gm}/\kappa$ と主・分水路の偏角の関係

### 6.3 本川・分水路に堰がある場合の分流<sup>9)</sup>

#### 6.3.1 実験の概要

実験水路は、図-6.11に示すように、幅 50 cm、長さ 12 m の直線水路である。水路下流部に本川ダムを設け、その上流の右岸に横越流堰を設けている。横越流部上流端はダムから 85 cm のところで、最大横越流幅は 50 cm、堰高は 7 cm である。また、水路床勾配は 1/50 に設定している。

実験は、横越流幅や流量による越砂量および河床変動の変化を調べるため、表-6.2に示す 14 ケースについて行った。この内、全流量が横越流する場合は、流量、横越流幅を変えた 8 ケース。分流の場合は、固定床の状態、流量の 30%、50% および 70% が横越流するケースについて、横越流幅を変えた 6 ケースである。分流の場合、横越流堰高は 7 cm と一定にし、本川ダム高を、上述の流量配分になるように設定した。それぞれのケースにおける本川ダム高は、表に示すとうりである。全流量が横越流する場合、分流の場合のいずれにおいても、堆砂段丘の前進に伴う流量・流砂量配分を調べるため、給砂は固定床の状態から開始している。その量は、堆砂勾配が 1/100 になるように定めた。実験

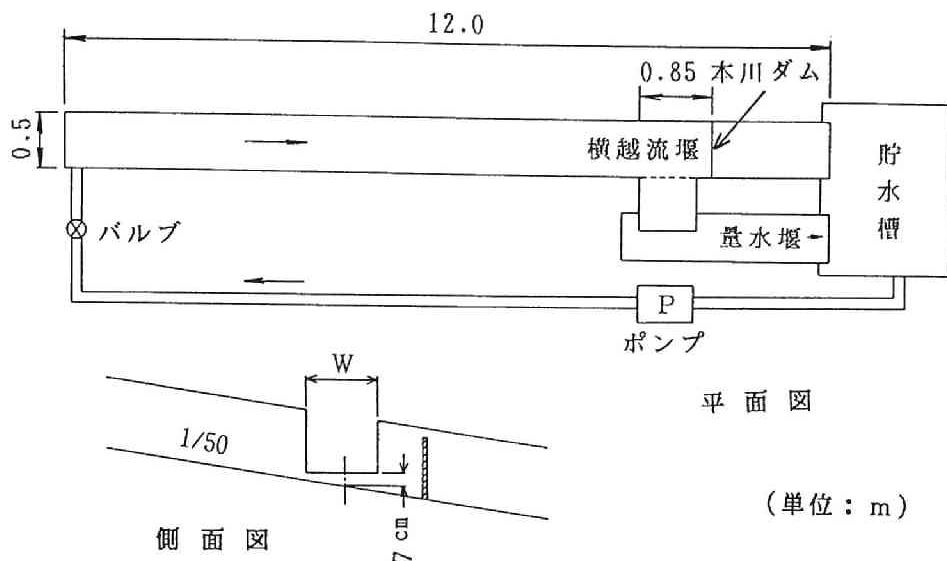


図-6.11 実験水路概略図

表-6.2 実験条件

EXP. No.	流量 $Q$ (l/s)	横越流幅 $W$ (cm)	給砂量 $Q_a$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\tau_*$	初期流量 配分比 $\kappa_a$	本川ダム高 $S$ (cm)	備考
6C-1	5.0	50.0	8.8	0.26			全 流 量 横 越 流
6C-2	6.0	50.0	11.4	0.30			
6C-3	7.0	50.0	14.2	0.31			
6C-4	8.0	50.0	17.0	0.33			
6C-5	5.0	25.0	8.8	0.26			
6C-6	5.0	12.5	8.8	0.26			
6D-1	4.0→8.0 →4.0	25.0	6.3→17.0 →6.3	0.23→0.33 →0.23			分 流
6D-2	4.0→8.0 →4.0	12.5	6.3→17.0 →6.3	0.23→0.33 →0.23			
6E-1	5.0	25.0	8.8	0.26	0.7	11.30	分 流
6E-2	5.0	25.0	8.8	0.26	0.5	9.60	
6E-3	5.0	25.0	8.8	0.26	0.3	8.40	
6E-4	5.0	12.5	8.8	0.26	0.7	13.70	
6E-5	5.0	12.5	8.8	0.26	0.5	12.00	
6E-6	5.0	12.5	8.8	0.26	0.3	9.75	

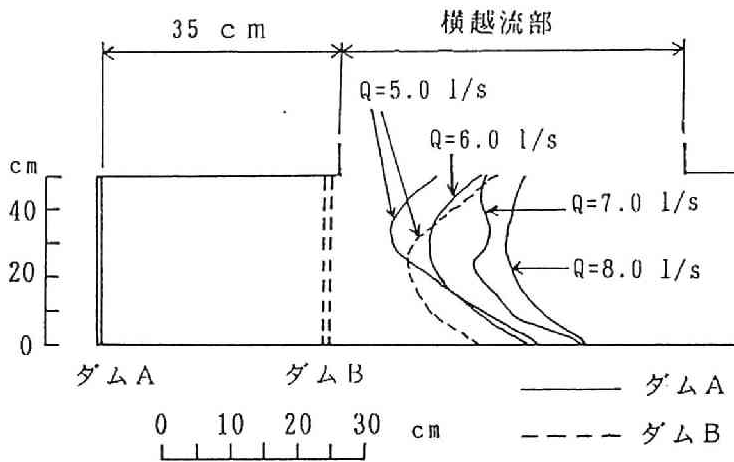
に用いた砂は、平均粒径が  $d_m = 0.6 \text{ mm}$  のほぼ一様な分布を有するものである。越砂量計測は5分間隔で行うとともに、河床が平衡状態に達したと思われる時点で水面形および河床形測定を行った。水面形および河床形状の測定には、0.5 mm 読みの砂面測定器を用いた。

### 6.3.2 全流量横越流の場合の越砂と河床変動

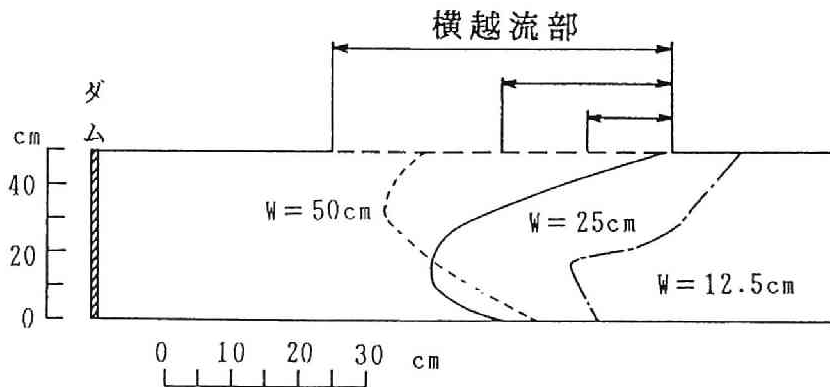
#### (1) 堆砂の停止位置と横越流堰近傍の局所河床変動<sup>10)、11)</sup>

全流量が横越流する場合の堆砂は横越流部周辺で停止する。その様子を示したのが図-6.12 (a)、(b) で、堆砂段丘の停止位置をスケッチしたものである。(a) 図は、流量による停止位置の違いを、(b) 図は、横越流幅による停止位置の違いを示している。図

示のように、流量が大きいほど、横越流幅が小さいほど堆砂段丘の停止位置は上流に移っている。これは、流量→大、横越流幅→小ほど堆砂前面における渦の強度が強くなるためと推察される。こうした堆砂段丘の停止位置に及ぼす本川ダムの位置の影響をみる。横越流部下流端に本川ダムを移した場合の結果を（a）図に破線で示している。本川ダム



（a） 停止位置と流量（ $W=50$  cm）



（b） 停止位置と横越流幅（ $Q=5.0$  l/s）

図-6.12 堆砂段丘の停止位置

の移動距離は約 35 cm で、水路幅程度であるが、堆砂段丘の停止位置は、本川ダムを移した場合 (B) とそうでない場合 (A) とではあまり変わらない。これは、堆砂前面での渦の強度は、ダムの位置より、所定の流量を横越流させるのに必要な水深の影響を強く受けるためと思われる。

ついで、横越流堰近傍の局所的な河床変動を見る。この河床変動は、越砂量に関係するものと思われる。堆砂停止後の先端付近では、間欠的な渦の強弱によって洗掘・埋め戻しを繰り返し、洗掘された土砂は横越流堰へ運ばれる。これに連動するように、横越流堰近傍の河床も洗掘と埋め戻しを繰り返す。図-6.13 に、横越流堰近傍の河床高  $Z_b$  と流量の関係を示す。 $Z_b$  は堰天端からの深さである。図示のように  $Z_b$  はかなり変動している。また、流量の増大によって  $Z_b$  は大きくなる傾向が知られる。これは流量の増大に伴って堆砂前面や堰近傍の渦の強度が強くなるためと思われる。今回の実験では、交互砂州が形成されたが、 $Z_b$  の変動には砂州の影響も大きい。

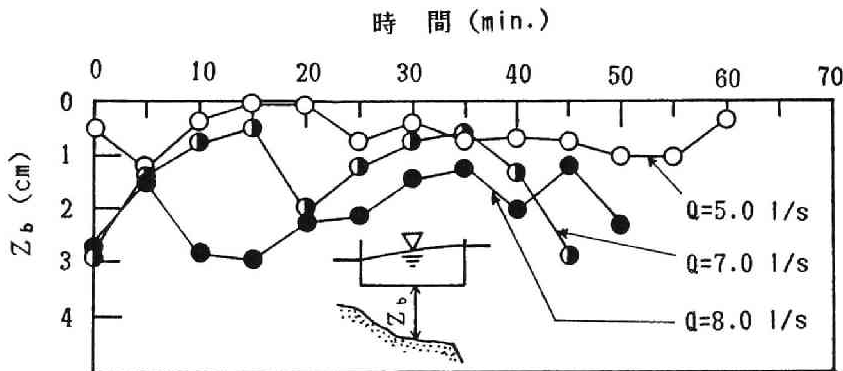


図-6.13 横越流堰近傍の河床高の経時変化

## (2) 河床形状と横越流に伴うエネルギー損失

越砂量と河床変動の関係を議論するに先がけて、流量、横越流幅、河床高の関係を調べる。図-6.14 に、堰幅が 25 cm の場合の流量と河床縦断形の関係、図-6.15 に、流量 5.0 l/s の場合の堰幅と河床縦断形との関係を示す。図示のように、流量が大きいほど、横越流幅が小さいほど河床高は高くなる。これは砂防ダムにおける土砂調節機構と同じで、堰上げと横越流に伴うエネルギー損失によるものと思われる。この河床上昇  $\Delta Z$  の検討に、芦田・江頭ら<sup>12)</sup>の砂防ダムの調節機構に関する検討方法を適用してみる。図-6.16 を参照し、横越流堰 (S断面) と堰直上流 (U断面) の間における流水の連続式、エネルギー式および流砂の連続式は、つぎのように表される。

$$Bv_u h_u = Wv_s h_s \dots\dots\dots (6.1)$$

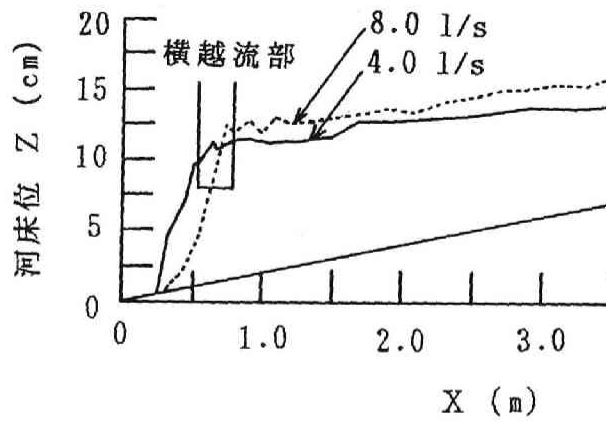


図-6.14 河床縦断形と流量の関係 ( $W=25\text{ cm}$ )

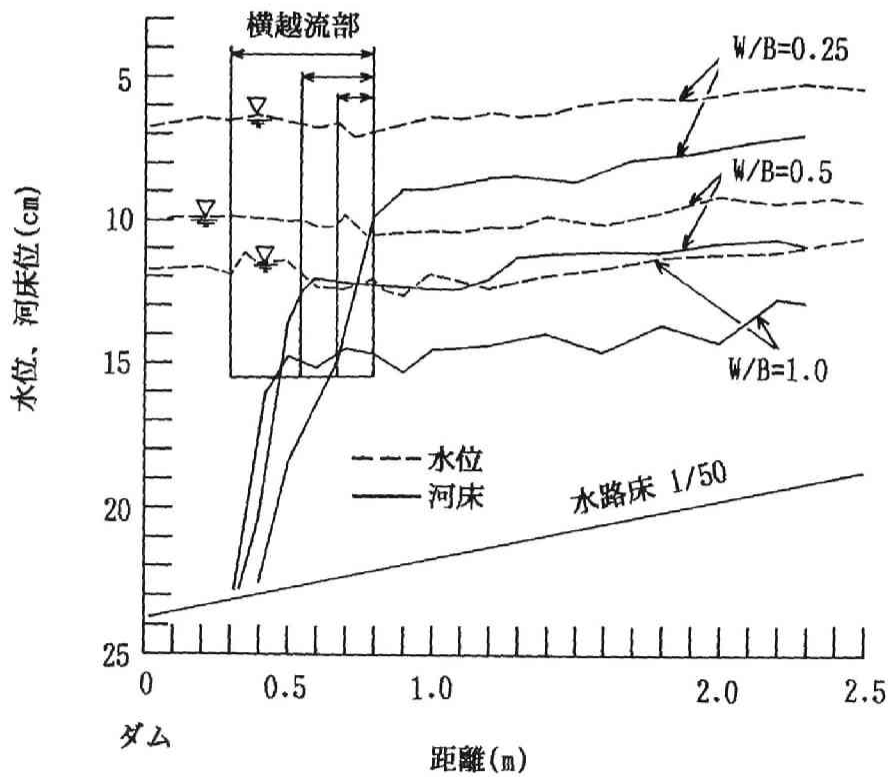


図-6.15 河床縦断形と横越流幅の関係 ( $Q=5.0\text{ l/s}$ )

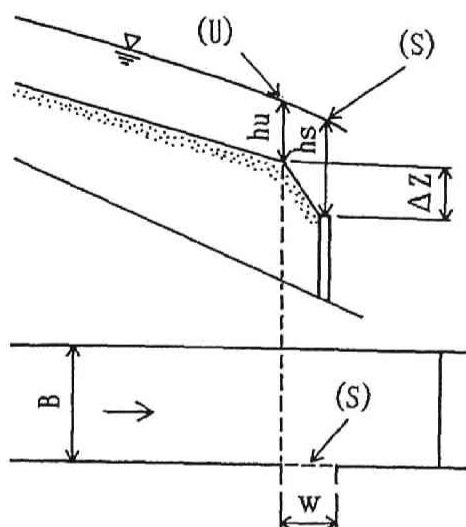


図-6.16 記号説明図

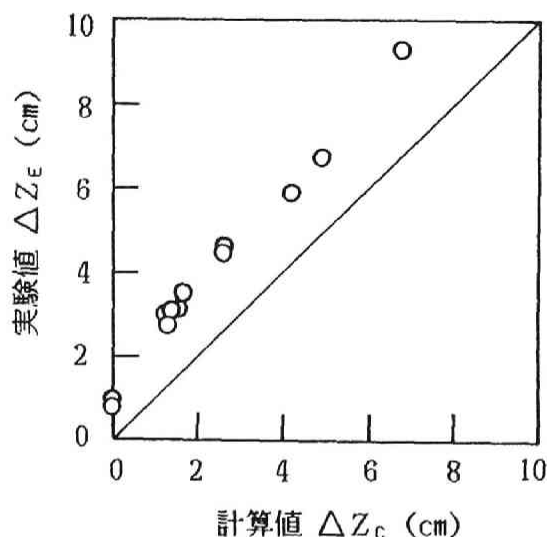


図-6.17 河床上昇量の計算値と実験値の比較

$$\frac{v_u^2}{2g} + h_u + \Delta Z = \frac{v_s^2}{2g} + h_s + h_f + h_L \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$$B q_{Bu} = W q_{Bs} \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに、 $h_f$  は摩擦損失、 $h_L$  は横越流に伴う損失、 $q_B$  は単位幅当りの流砂量で、流砂量式はつぎの芦田・道上式を用いる。

$$\frac{q_B}{(sgd^3)^{1/2}} = 17 \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに、 $s$  は砂の水中比重、 $d$  は砂粒径である。いま、S断面とU断面の抵抗係数が等しい  $v_u/u_{*u} = v_s/u_{*s}$  とすると、河床上昇量  $\Delta Z$  は、

$$\Delta Z = h_s \left[ (1 - \alpha^2) \frac{F \tau_s^2}{2} + 1 - \frac{\gamma}{\alpha} \right] + h_f + h_L \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

となる。ここに、 $\alpha = u_{*u}/u_{*s}$ 、 $\gamma = W/B$  で、 $\alpha$  は(6.3)式により定まる。

上式において、 $h_f$ 、 $h_L$  を無視して求めた河床上昇高  $\Delta Z_C$  と実験値  $\Delta Z_E$  を比べたのが図-6.17である。なお、堰では限界流としている。図示のように、実験値の方が計算値より大きくなっている。この差 ( $\Delta Z_E - \Delta Z_C$ ) が横越流に伴う損失による上昇分  $\Delta Z_L$

であると推察される。この上昇量  $\Delta Z_L$  は  $\Delta Z_L = (0.4 \sim 1.0) \Delta Z_C$  となっており、河床上昇に寄与するエネルギー損失の影響の大きさが知られる。

さて、非定常流の条件下において、越砂量を的確に推定するためには、横越流部近傍における河床変動を的確に推定できることが前提となる。上述のように、河床変動に寄与するエネルギー損失の影響は大きい。したがって、横越流に伴うエネルギー損失を知ることが重要となる。この損失は、横越流堰近傍の渦に依存するが、これを直接求めるのは容易ではない。そこで、横越流に伴うエネルギー損失をつぎのように表し、損失の大まかな値を把握する。

$$h_L = \zeta \frac{v_s^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

ここに、 $\zeta$  は横越流に伴うエネルギー損失係数である。 $h_L = \Delta Z_L$  とし、上式により求めた  $\zeta$  と横越流幅比  $W/B$  ( $W$ : 横越流幅、 $B$ : 水路幅) との関係を見たのが図-6.18である。 $W/B$  が小さいほど  $\zeta$  は若干大きくなる傾向が見られるが、0.7~1.2 程度の値となっている。 $W/B=0.25$  のとき、 $W/B=0.5$  の場合より小さい値を示している場合が多い。これは、河床が十分に平衡状態に達していなかったためと思われる。また、 $W/B=1$  においても  $\zeta=0.7$  程度の値になっている。里深・芦田・江頭<sup>13)</sup>によると、砂防ダムにおける損失係数は、 $\zeta=0.2 \sim 0.5$  程度の値となっており、損失は越流幅の縮小によるものばかりでなく、横越流に伴う流線の曲がりによっても起こっていることがわかる。

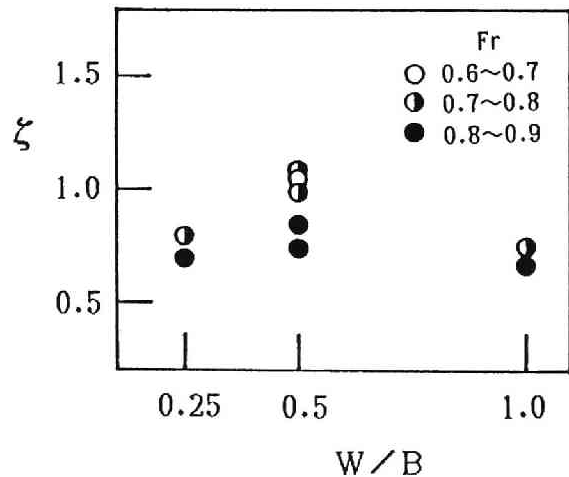


図-6.18 エネルギー損失係数と  $W/B$  の関係

### (3) 堆砂の挙動と越砂量

#### (a) 堆砂の前進に伴う越砂量の変化

堆砂が横越流堰近傍まで前進してくると越砂が始まる。図-6.19に越砂開始後の越砂量の変化と堆砂段丘の位置を示す。流量は  $5.0 \text{ l/s}$  の場合で、越流幅の異なるケースを比べている。越砂は、 $W/B=1$  では堆砂肩が横越流堰上流端に達したときから始まるが、 $W/B < 1$  では、それ以前から越砂が始まる。これは、横越流幅が小さいほど堆砂前面での渦の強度が強いためと思われる。そして、堆砂段丘の前進にともなって越砂量  $Q_B$  は増加する。堆砂段丘が停止しても  $Q_B$  はゆっくり増加しており、河床上昇はまだ進行することが知られる。そして、やがては一定値の回りに変動するようになって、平衡状

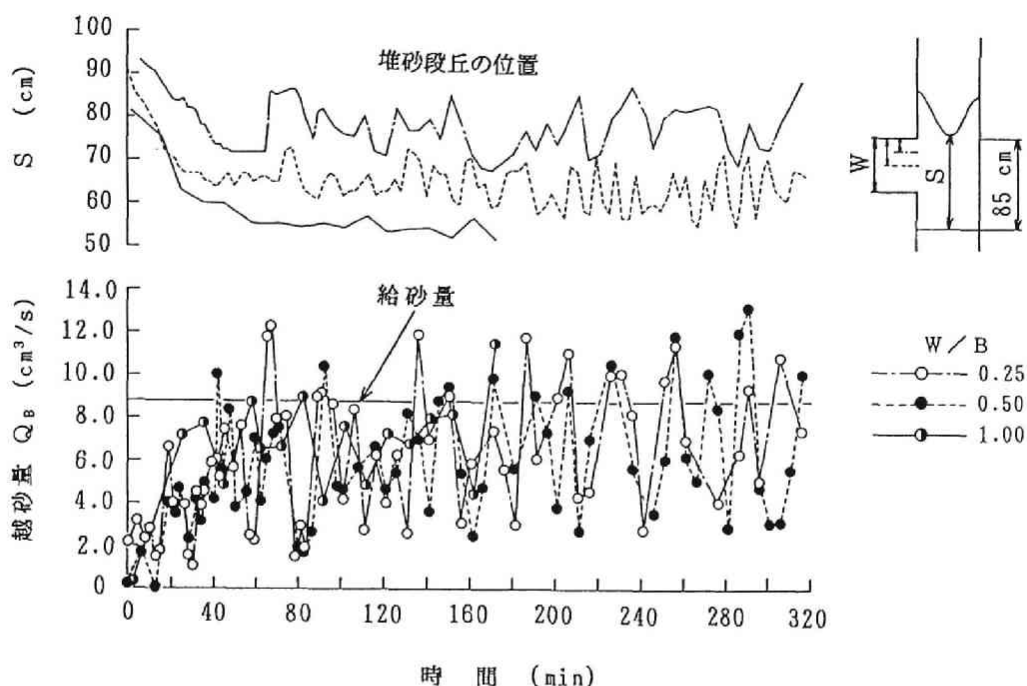


図-6.19 越砂量の経時変化

態に達する。堆砂段丘の前進が停止しても、図示のように、肩の位置は後退したり、前進したりして変動する様子が知られる。これは、前述した堆砂の先端付近における洗掘・埋め戻しによるものである。堆砂段丘の前進中における越砂量の増加程度をみると、越砂量の変動はあるものの、横越流幅による違いはないようである。前進してくる堆砂段丘の高さが、横越流堰断面の水位に規定されるためである。

#### (b) 流量変化に伴う越砂量の変化

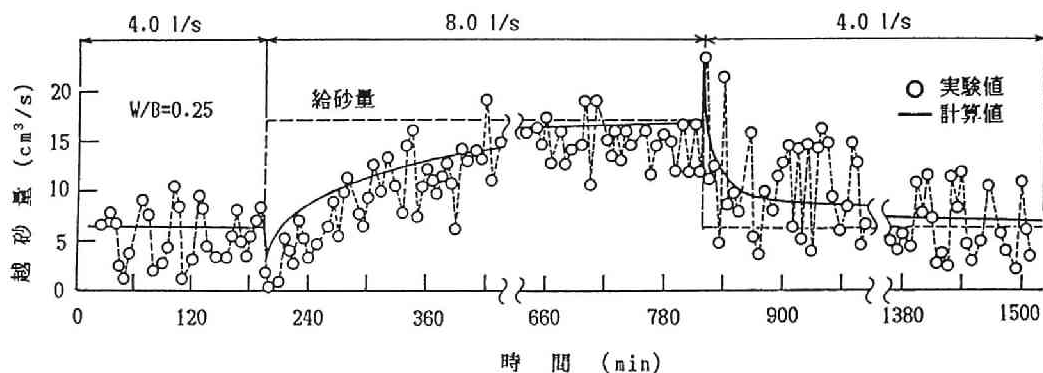
平衡河床高は流量、横越流幅および流砂量に規定される。しかし、非定常流では、河床位と堆砂段丘の位置が流量と1:1に対応しないため、流量と越砂量も1:1に対応せず、越砂量は変化する。その遷移過程を調べるため、流量を階段状に3段階変化させた実験を行った。その結果を図-6.20 (a)、(b) に示す。(a) 図は、 $W/B = 0.25$ 、(b) 図は、 $W/B = 0.5$  の場合である。図示のように、流量が変化しても、すぐには給砂量=越砂量とはならず、越砂量の追従が遅れる。この遅れは、河床変動と密接に関係するものと思われる。つまり、流量が急激に増加すると堰上げによって河床は上昇し、それに流砂が使われて、越砂量は給砂量より少なくなる。一方、流量が急激に減少すると低下背水が助長され、河床が低下していくことによって、越砂量は給砂量より多くなるものと推察される。

ついで、流量と越砂量との間の時間遅れと、横越流幅との関係をみてみる。図-6.20 の(a) と (b) の比較より、流量増大時は横越流幅の狭い方が時間遅れは大きい。これは、堰幅

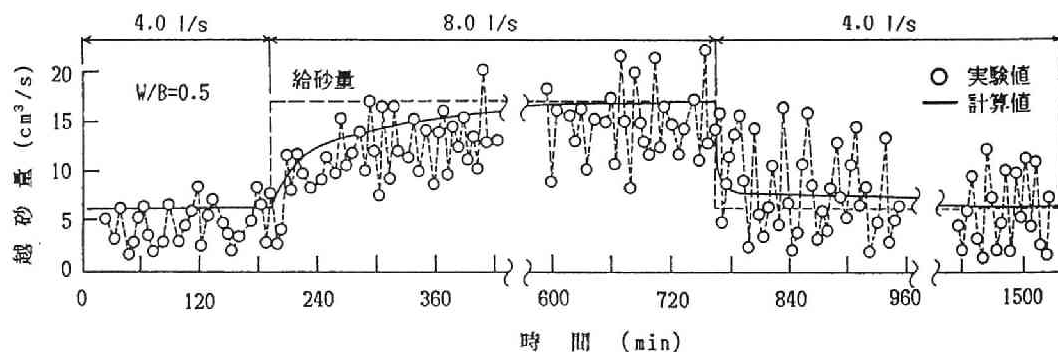


の狭い方が堰上げが大きくなるためである。一方、流量急減時においては有意な差が認められない。この場合、横越流堰周辺では、射流と常流が交互に発生して、流れは不安定となる。そのために越砂量の変動が、堰上げ量の大小による変化より大きくなるためと思われる。

ところで、同図から知られるように、越砂量は平均値の回りを変動している。(b) 図の流量  $8.0 \text{ l/s}$  の場合、給砂量  $17.03 \text{ cm}^3/\text{s}$  であるのに最大変動幅は  $8.8 \text{ cm}^3/\text{s}$ 、 $4.0 \text{ l/s}$  の



(a)  $W/B=0.25$  の場合



(b)  $W/B=0.5$  の場合

図-6. 20 流量変化に伴う越砂量の遷移

場合は、 $10 \text{ cm}^3/\text{s}$ （給砂量  $6.3 \text{ cm}^3/\text{s}$ ）と大きい。そこで、平衡状態における越砂量の変動について、その要因を調べる。スペクトル解析を行った結果の一例を図-6.21に示す。図示のように、 $4.0 \text{ l/s}$  の場合は35分程度、 $8.0 \text{ l/s}$  では17分程度となっている。 $4.0 \text{ l/s}$  の河床形態は交互砂州で、 $8.0 \text{ l/s}$  のそれは平坦河床に近い。そして、 $4.0 \text{ l/s}$  の場合の卓越周期は、交互砂州の周期および上述の堆砂先端付近の洗掘・埋め戻しの周期と一致する。 $8.0 \text{ l/s}$  の卓越周期は、堆砂先端付近の洗掘・埋め戻しの周期と一致している。また、この周期は図-6.13に示す  $Z_b$  の変動に対応している。

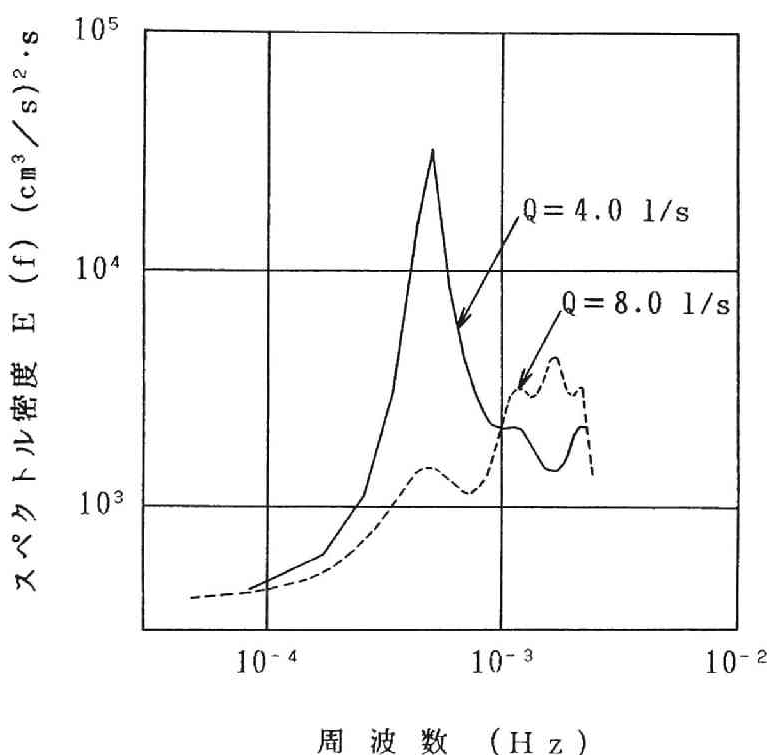


図-6.21 越砂量のスペクトル解析の一例

#### （４）越砂量の遷移過程のシミュレーション

越砂量はかなり変動するが、まずは流量変化に伴う平均的な越砂量の算定が重要である。越砂量を算定するには、堰上げや低下背水に伴う河床変動を推定することが前提となる。そのためには、横越流に伴うエネルギー損失を知る必要がある。大まかではあるが、このエネルギー損失は、本項（２）で求められたので、一次元支配方程式により、越砂量の算定を試みる。基礎方程式は以下のとおりである。

流水の運動方程式：

$$\frac{d}{dx} \left( \frac{1}{2g} \frac{Q^2}{B^2 h^2} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{u_*^2}{gR} + h_L = 0 \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

流砂量式は(6.4)式に示す芦田・道上式を用いる。

河床変動式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} = - \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_B}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

抵抗則：

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

上の諸式を差分化して計算を実行した。なお、支配断面が発生するところの河床高は中央差分で求めている。

計算結果を図-6.20に実線で示す。図示のように、流量の変化に対し、越砂量はよくシミュレートされている。このような場においては、一次元解析を適用できるものと思われる。

ところで、これまでの結果から、横越砂量は、流量変化や横越流幅による河床変動に起因することがわかる。一方、図-6.20に示すように、流量変化に対して河床が平衡状態に達するには、かなりの時間を要する。本実験を1/100模型と仮定すると、平衡状態に達するには、100時間以上を要することになる。実河川においては、越砂の遷移過程が重要となる。そこで、洪水時における越砂量の変化を調べてみる。図-6.22の上図に示す二等辺三角形のモデル洪水( $Q=100 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 800 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、継続時間：24時間)を与えるとともに、本実験を1/100模型(河川幅 $B=50 \text{ m}$ 、河床材料の平均粒径 $d_m=6 \text{ cm}$ 、平衡河床勾配 $i_s=1/100$ )として、 $W/B=0.5$ と $W/B=0.25$ の2種類の横越流幅に対する越砂量の計算を行った。計算結果を図-6.22の下図に示す。なお、エネルギー損失係数 $\zeta$ は1.0とした。 $W/B=0.5$ 、 $W/B=0.25$ のいずれの場合においても、洪水末期までは、越砂量は供給流砂量より小さく、越砂量のピークは、供給流砂量および洪水流量のピーク(720 min.)より遅れ洪水末期に現れる。その量は、 $W/B=0.5$ の場合、最大供給流砂量の約40%、 $W/B=0.25$ の場合は約30%となっている。洪水末期からは、越砂量は供給流砂量より大きくなる。これは、流れの変化に対する流砂の遅れによるもので、河床変動を示した図-6.23にみられるように、洪水のピーク後も河床上昇が続くためである。また、洪水期間中における越砂量は、越流幅の小さい方が小さく、洪水末期からはその大小が逆転する。これは、越流幅の小さい方が、より長く河床上昇を続けるためである。ちなみに、越砂量に及ぼす主な河床変動区間は、図-6.23から知られるように、本計算では、横越流堰から900 m～1,000 m上流の区間である。

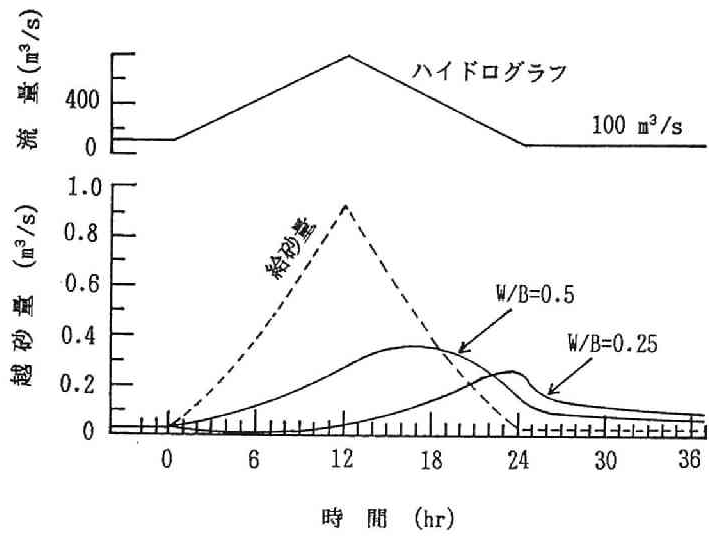


図-6.22 モデル洪水における越砂量の計算結果

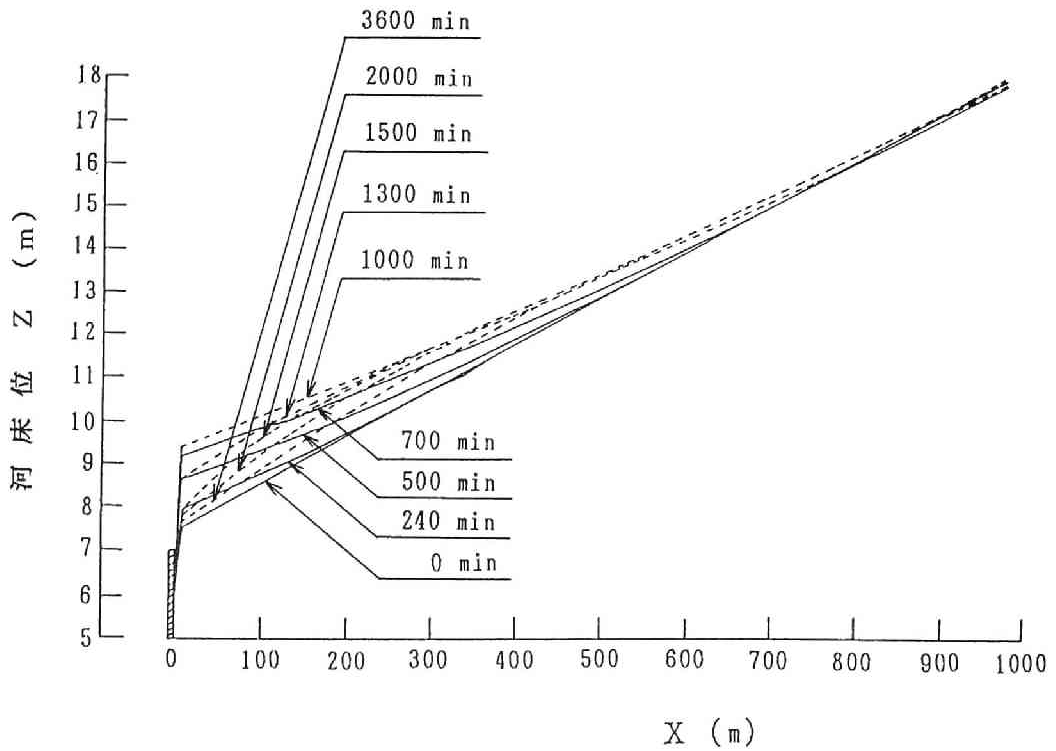


図-6.23 モデル洪水における河床縦断形の経時変化

### 6.3.3 本川ダム・横越流堰による分流の流量・流砂量配分と河床変動

堆砂段丘の前進に伴う越砂量の経時変化の一例を図-6.24に示す。図示のように、越砂は、まず横越流堰から、ついで貯砂ダムから始まる。横越砂量  $Q_{B2}$ 、貯砂ダムからの越砂量  $Q_{B1}$  とともに、かなり変動するが、いずれも、越砂開始から増大し、やがて、一定値の回りを変動する。そして、両者の和  $Q_{B1} + Q_{B2}$  は、給砂量  $Q_{B0}$  の回りに変動するようになって、平衡状態に達する。

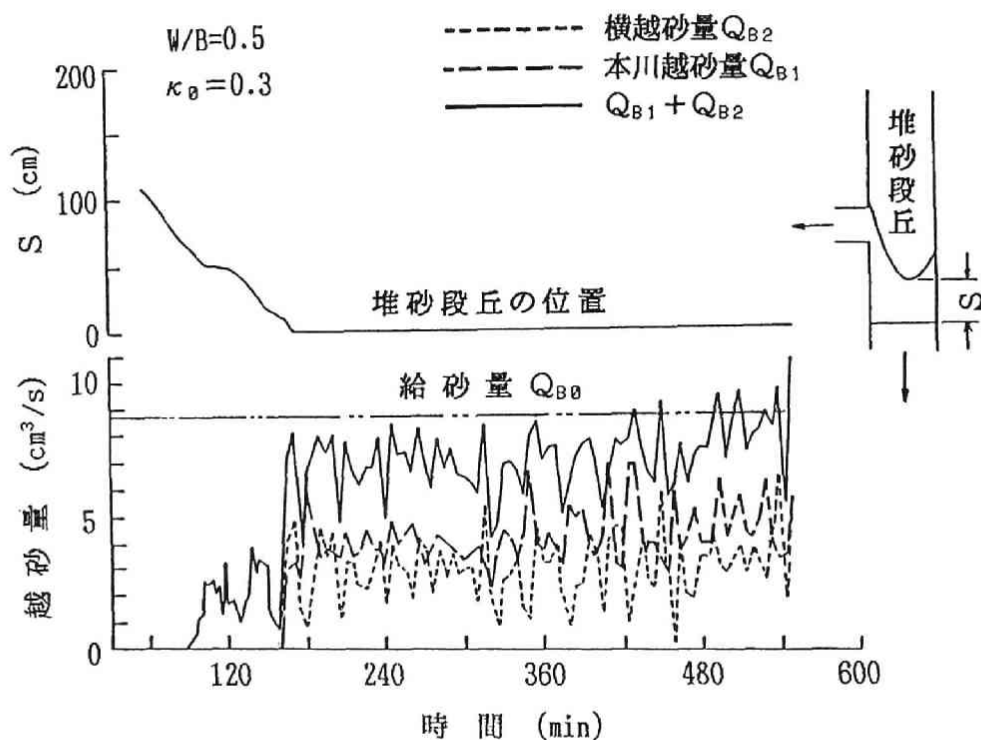
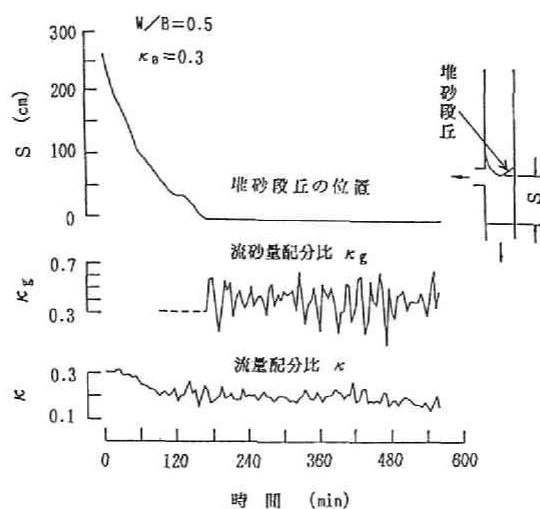


図-6.24 下流端流砂量の経時変化

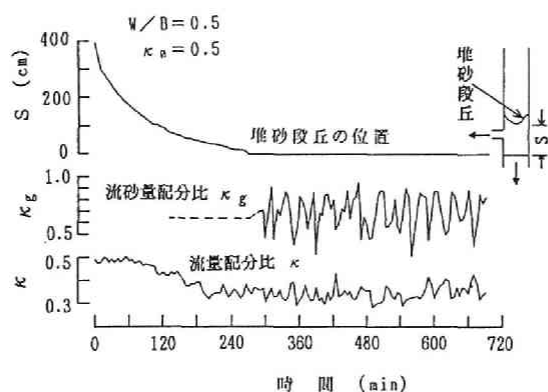
こうした越砂開始から平衡状態までの流量・流砂量配分比の変化をみる。ここに、流量配分比  $\kappa$  は全流量に対する横越流量の比率、流砂量配分比  $\kappa_g$  は横越砂量と本川越砂量の和  $Q_{B1} + Q_{B2}$  に対する横越砂量の比率である。流量配分比  $\kappa$  および掃流砂量配分比  $\kappa_g$  と堆砂の位置との関係を調べたのが図-6.25 (a)~(c)で、横越流幅と水路幅の比は、いずれも  $W/B = 0.5$ 、初期流量配分比  $\kappa_0$  は、それぞれ 0.3、0.5、0.7 の場合である。

#### (1) 流量配分に関する考察

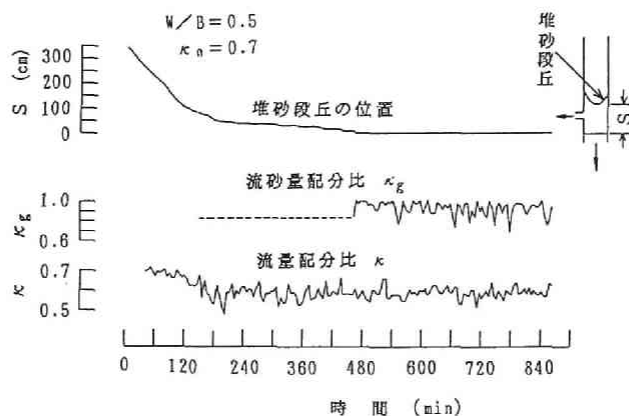
まず、図-6.25に示す実験結果についてみる。流量配分比  $\kappa$  は、いずれのケースも、堆砂が横越流部の上流にあるとき（通水初期）は初期設定値であるが、堆砂が横越流部近傍にさしかかったときから本川ダムに達する間に減少する。この流量配分比の変化を示し



(a) Exp.No. 6E-3



(b) Exp.No. 6E-2



(c) Exp.No. 6E-1

図-6.25 流量・流砂量配分比の経時変化

たのが図-6.26である。平衡状態の流量配分比  $\kappa$  は、通水初期の流量配分比  $\kappa_0$  より 0.1～0.15 程度小さくなっている。これは、堆砂の前進に伴う水深の減少によって、流線の曲がり方が抑制されるためと推察される。換言すれば、水深が小さくなって、shear effect が卓越するようになるためと思われる。流量配分比  $\kappa$  の減少に関して、通水初期の流量配分比  $\kappa_0$  に対する減少率  $(\kappa_0 - \kappa) / \kappa_0$  と  $DH/h_0$  ( $DH$ : 本川ダム天端高と横越流堰天端高の差、 $h_0$ : 上流部の水深) との関係を調べたのが図-6.27である。 $DH/h_0$  が大きいほど流量配分比  $\kappa$  の減少率は小さくなっている。

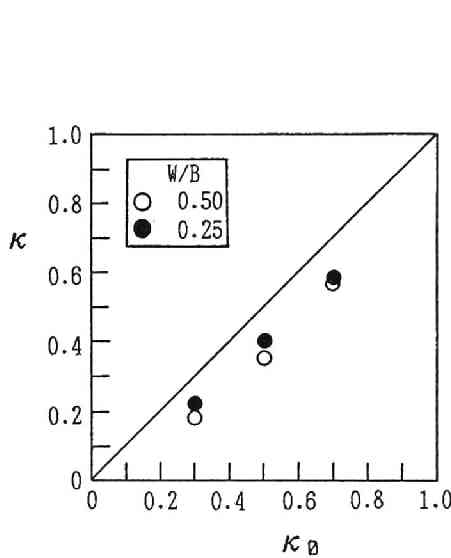


図-6.26 通水初期と平衡状態の流量配分比の比較

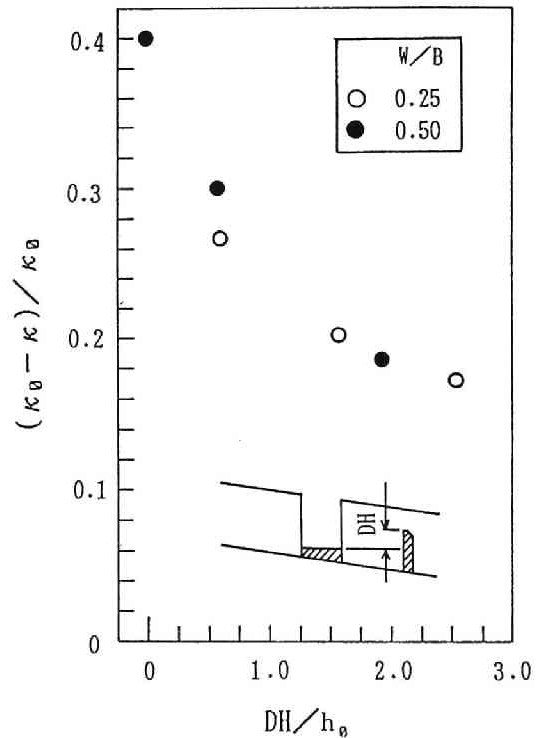


図-6.27 流量配分比の減少率

ところで、横越流量の算定については、従来より横越流量算定式が提案されている。いま、通水初期および平衡状態における流量配分比の算定に、次式に示す中川・宇民<sup>14)</sup>式を適用してみる。

$$q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \left[ \left\{ (h - D) + \frac{u^2}{2g} \right\}^{1.5} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{1.5} \right] \quad (6.10)$$

$$C = 0.94 - 0.83 Fr \quad (Fr \leq 0.6), \quad C = 0.5 - 0.1 Fr \quad (Fr \geq 0.6)$$

図-6.28 に、上式により計算した流量配分比と実験値を比較している。図中の▲、△印は通水初期の場合で、●、○印は平衡状態の場合である。平衡状態の計算では、実験により得られた断面平均河床の縦断形を与えている。図示のように、通水初期、平衡状態いず

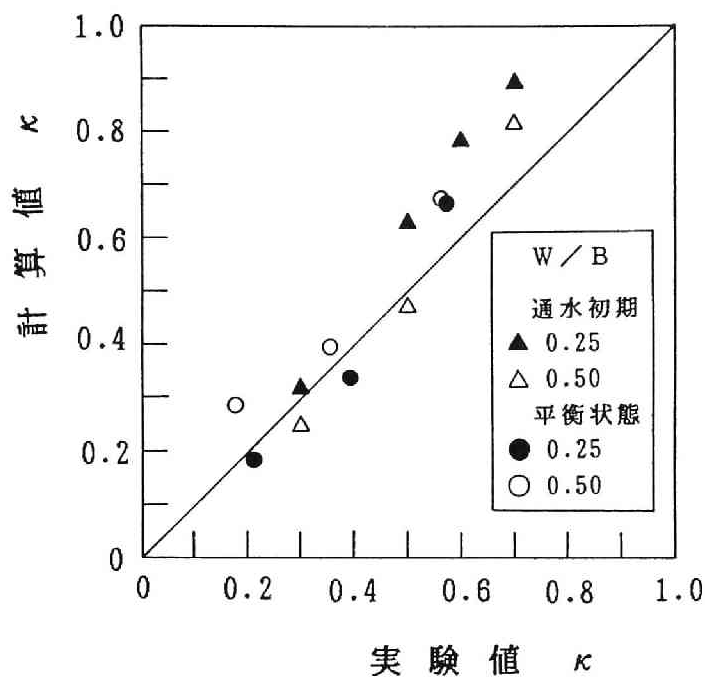


図-6. 28 流量配分比の計算値と実験値の比較

れの場合も、計算値と実験値が比較的良好に一致しているデータもあれば、そうでないデータもある。これは、流量係数  $C$  によるものと思われる。このことに関して、中川・宇民が流量係数  $C$  を求めるのに用いたデータをみると、図-6.29に示すように、横越流堰高  $D$  によって、流量係数  $C$  は変化するようであるが、図示のように、提案されている流量係数  $C$  は平均的な値となっている。横越流量式を用いる場合、流量係数に注意を払う必要があろう。

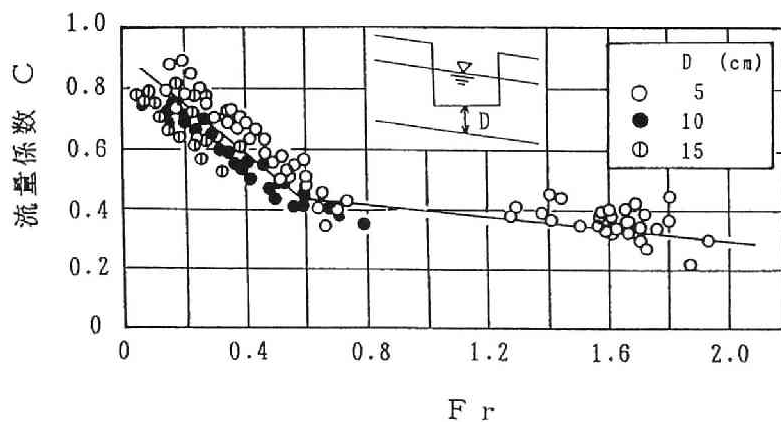


図-6. 29 横越流堰の流量係数（中川・宇民<sup>2)</sup>による）



流量配分比は、横越流量公式を用いることにより、おおむね算定されるが、本川ダム高、横越流堰高、横越流幅および流量配分比の間の関係を直接表示することも重要である。このことについて、通水初期を対象として検討する。

図-6.30を参照して、S断面とD断面の間におけるエネルギー式は、

$$h_d + \frac{v_d^2}{2g} + DH + h_f + h_{Ld} = h_s + \frac{v_s^2}{2g} + h_{Ls} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

と表される。ここに、 $h_f$ はS断面からD断面の間の摩擦損失、 $h_{Ld}$ は本川ダム越流に伴う損失、 $h_{Ls}$ は横越流に伴う損失である。いま、これらの損失を無視し、本川ダムおよび横越流堰上で限界流とすると、上式は、

$$\frac{DH}{h_{cu}} = \frac{3}{2} \left[ \left( \frac{\kappa_0}{W/B} \right)^{2/3} - (1 - \kappa_0)^{2/3} \right] \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

と表される。ここに、 $h_{cu}$ は上流部における限界水深である。図-6.31に、上式により得られる  $DH/h_{cu}$  と  $\kappa_0$  の関係を示す。同図には、実験値も示し、計算値と比較している。図示のように、計算値と実験値はよく一致している。そして、 $\kappa_0$  が大きくなるほど、 $W/B$  が小さくなるほど、 $DH/h_{cu}$  が大きくなるのが知られる。本実験のように、本川ダムと横越流堰が近い場合、本川ダム天端高と横越流堰天端高の差を与えれば、通水初期の流量配分比は(6.12)式により求められる。

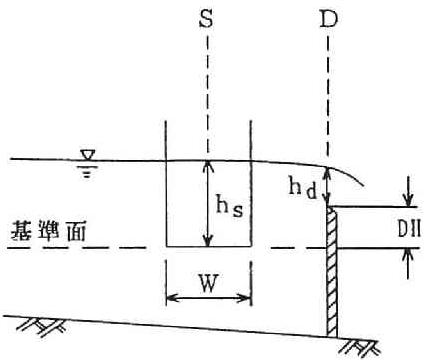


図-6.30 記号説明図

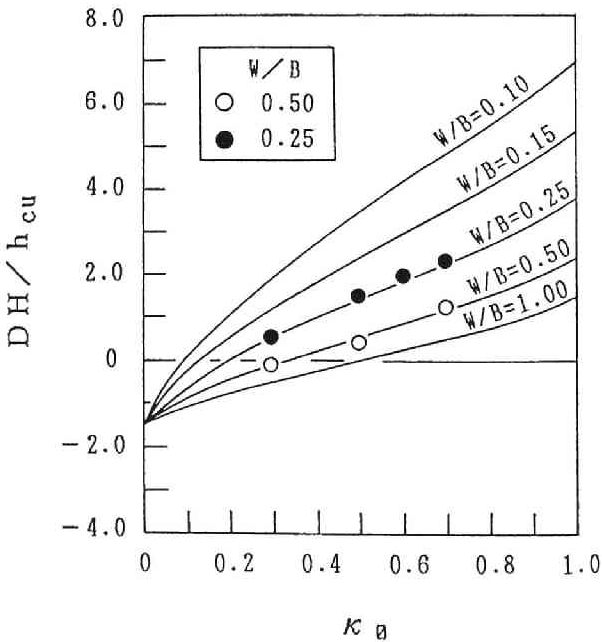


図-6.31  $DH/h_{cu}$  と  $\kappa_0$  の関係

## (2) 流砂量配分に関する考察

図-6.25 に示す実験結果についてみる。図示の流砂量配分比  $\kappa_g$  の破線区間は、横越砂開始から本川越砂開始までの間で、その値は、横越流部上流端から本川ダムまでの堆砂量と横越砂量から算出したものである。図示のように、流砂量配分比  $\kappa_g$  は変動している。これは、河床波や堰近傍の局所的な河床変動によるもので、前項の(1)において述べたことと同じである。

さて、越砂開始から平衡状態まで、越砂量が増加するにもかかわらず、流砂量配分比  $\kappa_g$  は、一定値の回りに変動し、ほぼ一定とみなせる。これは、流砂量配分比が横越流部周辺の流路の平面形状と流量配分に規定されるためと思われる。そこで、流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  との関係をみると、図-6.32 に、○、●印で示すように、 $\kappa_g = 2\kappa$  なる関係がほぼ認められる。第3章で述べた固定床自然分流や、第4章で示した分水路長が小さい場合の移動床自然分流の結果と一致する。

流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  との関係が、固定床水路の結果とほぼ一致することか

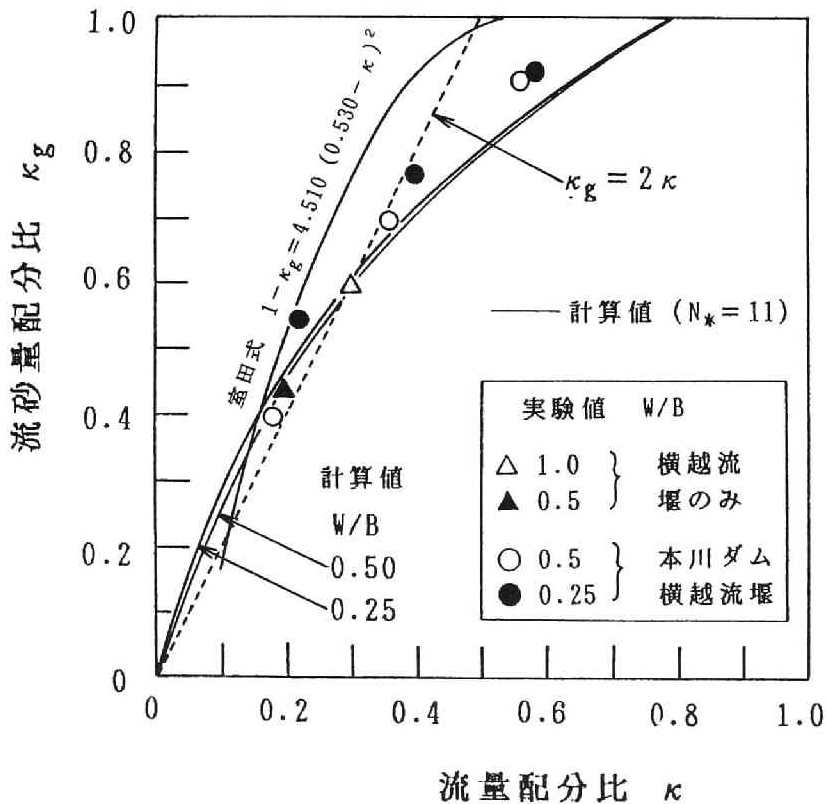


図-6.32 流砂量配分比と流量配分比の関係および流砂量配分比の計算値

ら、第2章で提案した解析法により、河床面近傍の分流境界流線を求め、流砂量配分比を算出してみる。第2章および第3章においては、(2.20)式の $N_*$ は2とされたが、移動床の場合、河床形状の影響によって、流れは、平坦河床の場合より横越流堰側へ集中し、流線はより大きく曲げられると推察される。したがって、 $N_*$ の値は、平坦河床の場合より大きくする必要がある。芦田・江頭・足立<sup>15)</sup>は、蛇行水路の河床変動計算で、河床砂が一様な場合、 $N_* = 11 \sim 11.5$ として、よい結果を得ている。また、村本・坂本・吉村<sup>16)</sup>も、弯曲部の河床変動計算に同じ値を用いている。これらの成果を参考にし、 $N_* = 11$ とする。また、上流部における幅水深比  $B/H_0$  は、疑似等流として求める。計算結果を図-6.32の実線で示す。開口比(横越流幅/水路幅)の小さい方が、流砂量配分比  $\kappa_g$  は大きく計算されるが、その差は小さい。計算値と実験値を比較すると、流量配分比が大きくなると、計算値は若干小さく見積られているが、両者は比較的良好に一致し、横越流堰を有する移動床水路においても、第2章の解析法を適用することができる。なお、流量配分比の大きい場合の計算値と実験値の差については、横越流部における水深の評価によるものと思われる。つまり、横越流堰周辺では、流量配分比が大きくなるほど河床の洗掘が大きくなり、(2.22)式で水深を十分に評価できないためと推察される。なお、同図には、固定床水路における室田の実験式<sup>17)</sup>も示している。室田式は、流量配分比が大きくなると、流砂量配分比は実験値よりかなり大きめに見積られる。T型分岐における横越砂量は、固定床自然分流の場合と同じように、第2章で示した解析法を用いることにより、よりの確に推定される。

### (3) 横越流部周辺の河床形状

図-6.33に、河床の縦断形を示す。同図の河床高は、横断方向に平均したものである。図示のように、横越流幅が小さいほど、流量配分比 $\kappa$ が大きいほど、河床位は高くなっている。同図を、本川ダム天端から測った河床高  $Z_d$  で書き直したのが、図-6.34である。図示のように、河床高  $Z_d$  は、流量配分が同じであれば、横越流幅が違ってもほぼ等しくなる。横越流部周辺を除く河床高は、主に、本川ダム高と流量配分に規定されるようである。ついで、横断河床形をみる。図-6.35に、横越流堰下流端とその直下流の洗掘孔の形状を示す。縦軸は、横越流堰天端から河床までの距離  $Z_s$  を、横越流部直下流周辺の平均水深  $h_m$  で無次元化したもので、横軸は、右岸(横越流堰側)からの距離  $y$  を平均水深  $h_m$  で無次元化して表している。図示のように、右岸側の洗掘領域は、ほぼ相似形である。ちなみに、左岸側は、横越流幅が小さいほど高く、図-6.34に示される結果から考えて、本川ダム高の影響を受けるものと思われる。

以上のように、横越流部周辺の河床形状は、本川ダム高、横越流堰高、流量配分等の影響を受けるようで、その決定機構は複雑であるが、流量配分比と流砂量配分比の間に一定の関係が成立していることと、横越流部周辺の洗掘形状の相似性との間には、何等かの因果関係があるように思われる。

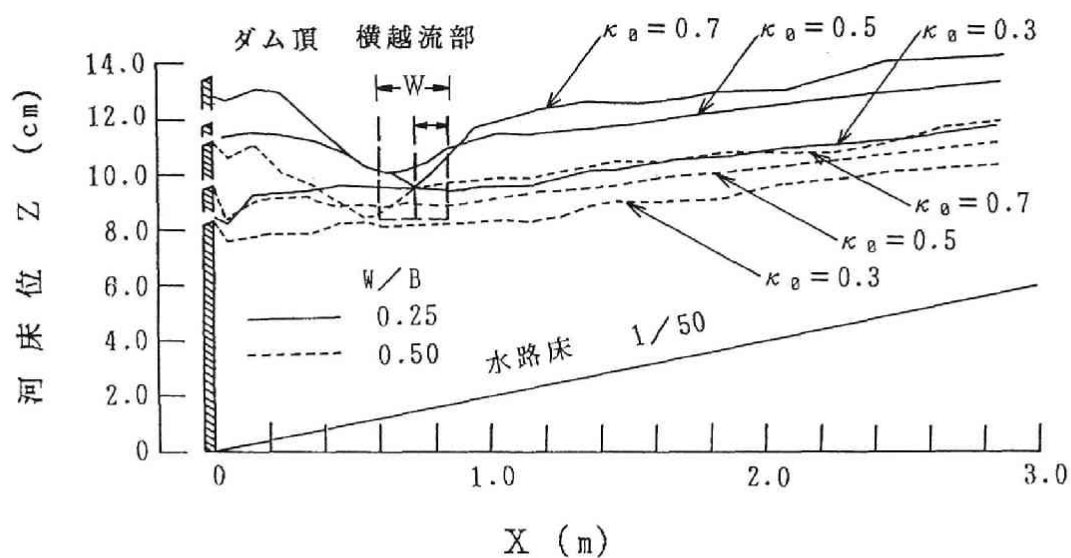


図-6.33 河床縦断形

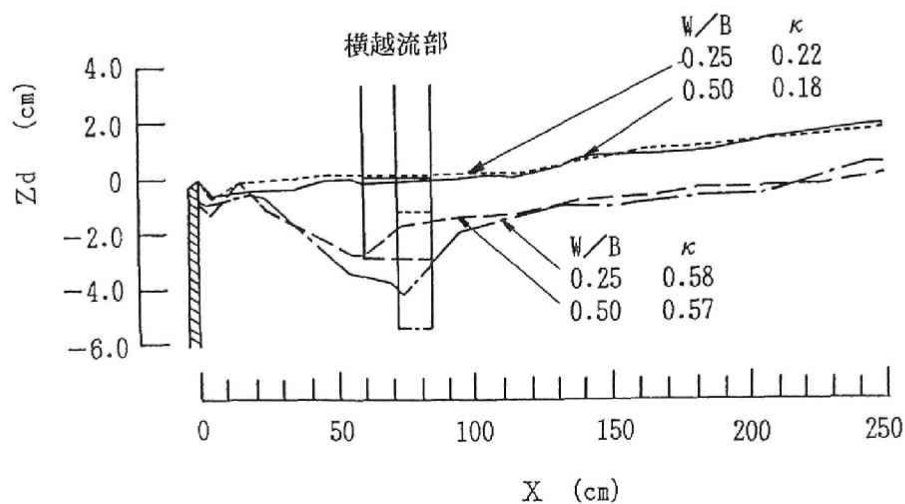


図-6.34 本川ダム頂を基準にした河床縦断形

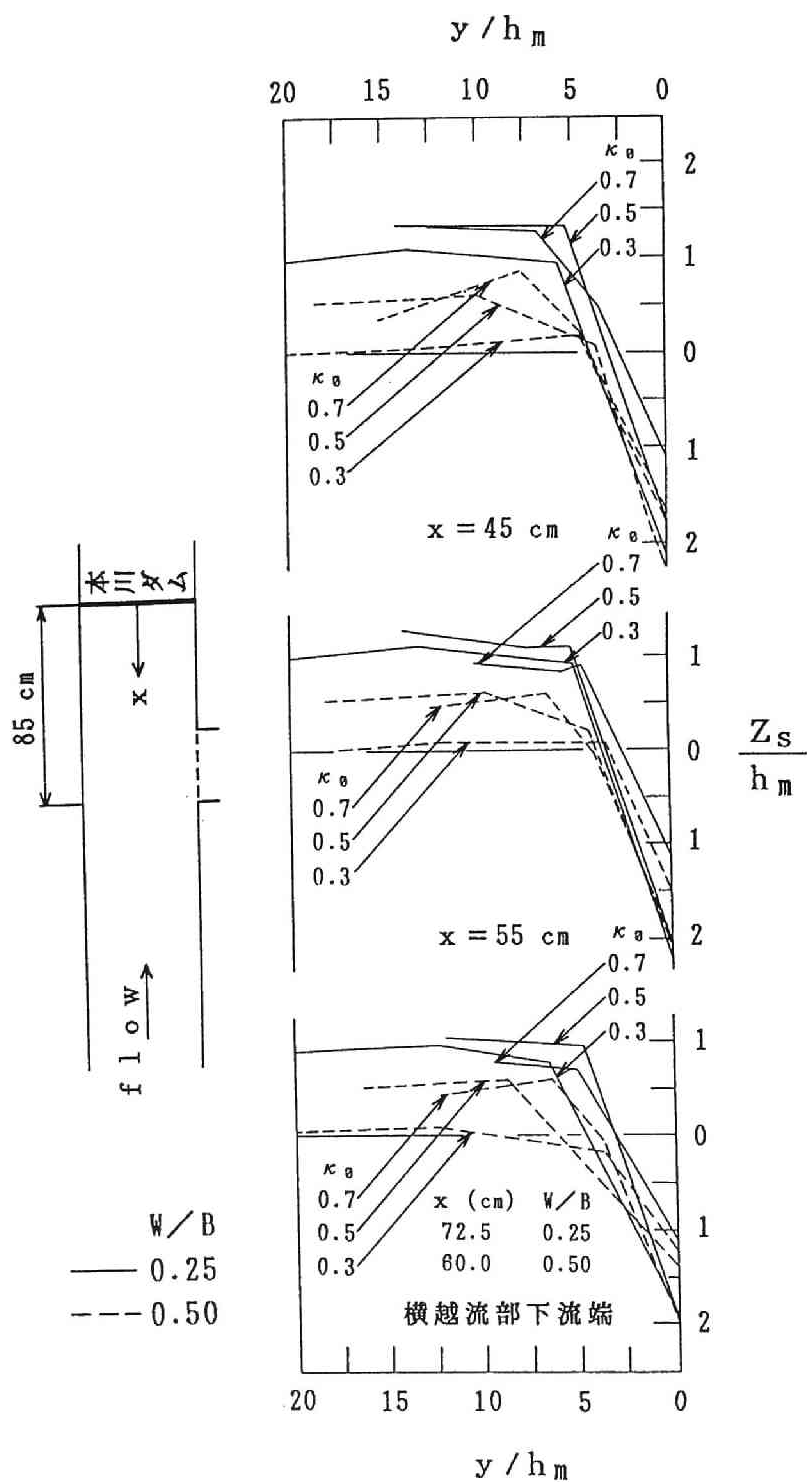


図-6.35 横越流部直下流の横断河床形

## 6.4 横越流堰による土砂排除の指針に関する考察

貯水池堆砂の防止軽減法の一つとして、概説で述べたバイパス方式が用いられる場合、掃流砂、浮遊砂、wash load を対象として用いられるが、本節では、掃流砂を対象とし、土砂排除に参考となる指針を述べる。

土砂排除を適切に行うには、流量配分比  $\kappa$ 、流砂量配分比  $\kappa_g$  および横越流部周辺の局所的な河床変動を予測することが重要である。局所的な河床変動については、未解明な点も少なくなく、今後、さらに検討される必要があるが、流量・流砂量配分比の推定に関しては、これまでに述べた方法を適用することが可能である。

流量・流砂量配分比は、排砂水路を設計する上で基本となるが、排砂水路は、閉塞や周辺の地形を考慮して決められる必要がある。一方、貯水池下流における本川と排砂水路の合流点付近では、堆積問題が生ずることも予想される。こうしたことは、流量・流砂量配分比を制約することになる。したがって、実際には、排砂水路や流量・流砂量配分は、色々な条件を考慮して決められる必要があって、一概には決めがたいが、一般には、流量配分比は小さく、流砂量配分比を大きくすることであろう。こうした観点から、横越流幅と貯砂ダム高について議論する。

横越流幅や貯砂ダム高に関し、改めて、実験データを整理してみる。流砂量配分比  $\kappa_g$ 、固定床状態（堆砂段丘が横越流部より上流にある状態）の流量配分比  $\kappa_0$ 、横越流幅と水路幅の比  $W/B$  の間の関係を図-6.36 に、 $\Delta Z/h_0$  ( $\Delta Z$ : 横越流堰天端からの河床上

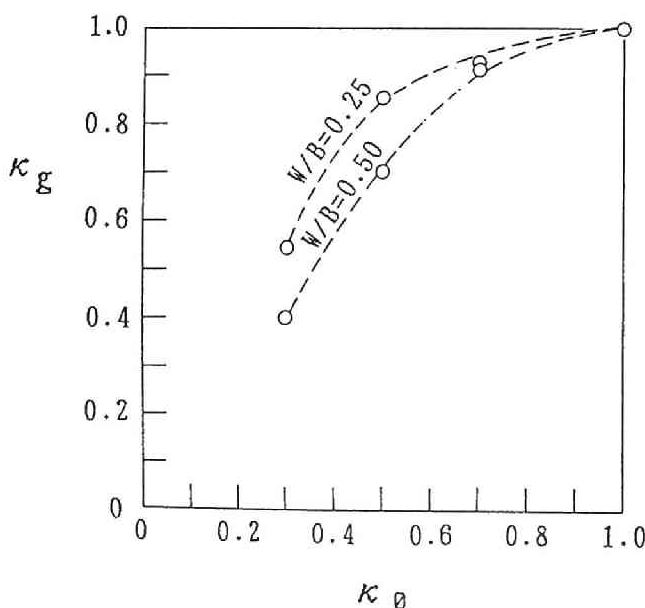


図-6.36 流砂量配分比、初期流量配分比および  $W/B$  の関係

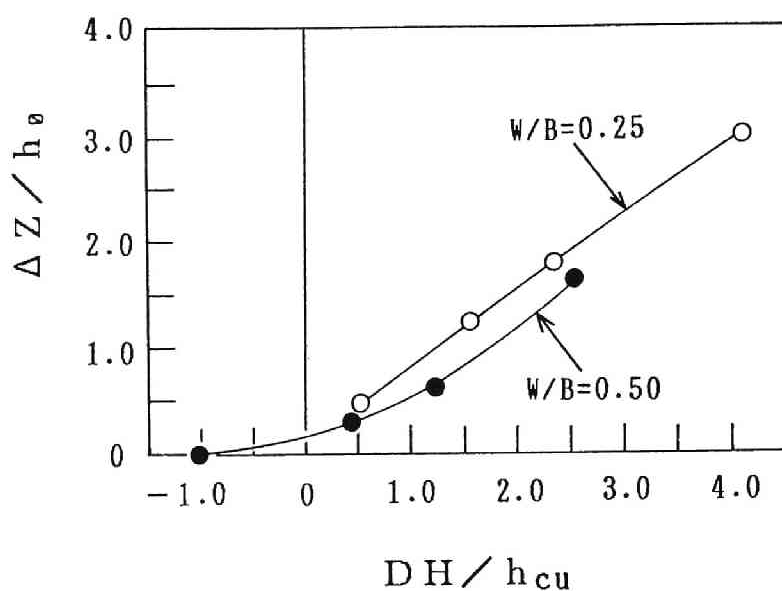


図-6.37  $\Delta Z/h_0$ と $DH/h_{cu}$ の関係

表-6.3  $\kappa_g$ 、 $W/B$ に対する $DH/h_{cu}$ 、 $\kappa_0$ 、 $\Delta Z/h_0$ の値

$\kappa_g$	$W/B$	$\kappa_0$	$DH/h_{cu}$	$\Delta Z/h_0$
0.6	0.25	0.32	0.62	0.55
	0.50	0.42	0.28	0.23
0.8	0.25	0.45	1.20	0.97
	0.50	0.58	0.80	0.45

昇量、 $h_0$ ：上流部の水深）、 $DH/h_{cu}$ （ $DH$ ：貯砂ダム天端高と横越流堰高の差、 $h_{cu}$ ：上流部の限界水深）、 $W/B$  の間の関係を図-6.37 に示す。まず、図-6.36 をみる。 $\kappa_0 > 0.7$  の場合、 $\kappa_g$  に及ぼす  $W/B$  の影響は小さいが、 $\kappa_0 < 0.7$  においては、 $W/B$  が小さいほど  $\kappa_g$  は大きくなる。 $\kappa_0$  を小さく、 $\kappa_g$  を大きくするには、 $W/B$  を小さくすればよいことになる。 $W/B$  を小さくすると、図-6.31 より知られるように、 $DH/h_{cu}$  を大きくする必要がある。ついで、図-6.37 をみる。同図は、河床上昇が問題

にされるときに参考となる。図示のように、 $DH/h_{cu}$  が大きいほど、 $W/B$  が小さいほど  $\Delta Z/h_0$  は大きくなる。同図と図-6.31、図-6.36より、 $\Delta Z/h_0$ 、 $DH/h_{cu}$ 、 $W/B$ 、 $\kappa_0$ 、 $\kappa_g$  の間の関係が知られる。表-6.3にその一例を示す。同表は、 $\kappa_g$  を0.6、0.8としたときの、 $W/B = 0.25$ と0.5に対する  $\kappa_0$ 、 $DH/h_{cu}$ 、 $\Delta Z/h_0$  の値を試算したものである。表に示すように、 $W/B = 0.5$  の  $\kappa_0$  は、 $W/B = 0.25$  の場合より若干大きくなるが、 $W/B = 0.5$  の  $DH/h_{cu}$ 、 $\Delta Z/h_0$  は  $W/B = 0.25$  の場合の約半分になっている。つまり、河床上昇が制約される場合は、 $\kappa_0$  を少々大きくしても、 $W/B$  を大きく、 $DH/h_{cu}$  を小さくするのがよいと思われる。

以上の結果をまとめると、つぎのとうりである。

a) 河床上昇が許される場合

- ① 流量配分比は比較的小さく
- ② 貯砂ダム高は大きく
- ③ 横越流幅は小さく

b) 河床上昇が制約される場合

- ① 流量配分比は比較的大きく
- ② 貯砂ダム高は小さく
- ③ 横越流幅は大きく

することが望ましい。これらの諸量を決定する上で、図-6.31、図-6.36、図-6.37が参考となろう。また、前述したように、流量・流砂量配分比は、排砂水路の閉塞や貯水池下流の合流部における堆積問題を考慮して計画される必要がある。

## 6.5 結 語

本章では、構造物による分流調節を行った場合について実験を行い、流量・流砂量配分について検討した。まず、直線水路と弯曲水路外岸に横越流堰のみを設置した実験を行い、直線横越流においては、流量配分比と流砂量配分比の関係が、固定床自然分流および分水路長が比較的短い移動床自然分流の場合と同じになることを示した。弯曲横越流の場合、流量配分は、固定床自然分流および移動床自然分流の場合と同じ傾向を示すが、流砂量配分比は、固定床自然分流 ( $B_0/h_0 \geq 10$ ) や移動床自然分流の場合に比べて大幅に低下することが明らかにされた。また、分岐点偏角に対する傾向は、固定床自然分流の傾向と異なるが、移動床自然分流と同じであることが示された。そして、横越砂の内訳は、duneが横越流部に存在するときのみ値をもち、周期的で、その量は、横越流堰頂と duneのクレストとの標高差、duneの発達程度によることを明らかにした。

ついで、横越流堰と本川ダムによる分流調節を行った場合について検討した。全流量が横越流する場合については、横越流幅や流量による堆砂段丘の停止位置や河床上昇量の違



いを示すとともに、横越流に伴うエネルギー損失と河床上昇の関係について考察し、横越流に伴うエネルギー損失と横越流幅との関係図（図－6.18）を得た。また、この結果を考慮した一次元支配方程式を用いることによって、流量変化に伴う越砂量の変化が算定されることを示した。

本川ダムからも越流する場合については、堆砂段丘の前進に伴う水深の減少によって、横越流量が減少することを示した。そして、横越流量の算定は、従来より提唱されている算定式がほぼ適用されるが、流量係数に注意を払う必要があることを指摘するとともに、固定床状態（通水初期）の流量配分比と、本川ダム高と横越流堰高の差との関係式を提示した。また、流砂量配分比と流量配分比の比率は、変動があるが、河床が平衡状態に達していなくてもほぼ一定であることを明かにするとともに、流砂量配分比は、第2章で提案した解析法によって算定されることを示した。さらに、横越流部周辺を除く河床位は、本川ダム高と流量配分に規定されること、横越流部周辺の河床形状は、本川ダム高、横越流堰高、流量配分などに影響されることを示した。そして、流量配分と流砂量配分の間に一定の関係が成立することと、横越流部周辺の洗掘形状の相似性との関連性を示唆した。

横越流を貯水池堆砂の排除に活用する場合、流量配分比を小さく、流砂量配分比を大きくするための横越流幅と貯砂ダム高について考察し、貯砂ダム上流域の河床上昇が許されるときは、流量配分比を比較的小さく設定し、横越流幅を小さく、貯砂ダム高を大きくするのが望ましいことなど、参考となる指針を述べた。

## 参 考 文 献

- 1) Ven Te Chow : Open Channel Hydraulics、McGraw-Hill、1959、pp. 340-341. より引用
- 2) 中川博次・宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究、京都大学防災研究所年報第9号、1966、pp. 539-550.
- 3) Subramanya、K.・S. C. Awasthy : Spatially Varied Flow Over Side-Weirs、Journal of the Hydraulics Division、Proc. ASCE、HY 1、1972、pp. 1-10.
- 4) Raju、K. G.・B. Prasad・S. K. Gupta : Side Weir in Rectangular Channel、Journal of the Hydraulics Division、Proc. ASCE、HY 5、1979、pp. 547-554.
- 5) 芦田和男・土屋昭彦・神谷隆太郎：河川分流の設計法（2）、土木技術資料2-4、1960、pp. 129-133.
- 6) Committee on Sedimentation of Hydraulics Division : Sediment Control

- Method、Proc. ASCE、HY 9、1972、pp.1647-1687.
- 7) Rouve G.・H.Indlekofer : The Influence of Secondary Motion on the Sediment Distribution in Channel Branches of Mild Slope Flows、IAHR、Istanbul Turkiye 、A-63、1973、pp.517-527.
  - 8) 道上正規・村雲 治 : 分岐水路における土砂配分、土木学会第32回年次学術講演会講演集 第2部、1976、pp.313-314.
  - 9) 芦田和男・江頭進治・川合 茂・安達慎也 : 横越流堰の流砂調節に関する実験的研究、水工学論文集 第35巻、1991、pp.507-512.
  - 10) 川合 茂・芦田和男・江頭進治 : 横越流に伴う越砂と河床変動、土木学会関西支部年次講演会講演集、II-57、1989.
  - 11) 川合 茂・芦田和男・江頭進治 : 横越流による貯砂ダムの河床変動、土木学会年次講演会講演概要集、第2部、1989、pp.394-395.
  - 12) 芦田和男・江頭進治・村岡猛・里深好文 : 砂防ダムの流出土砂機能に関する研究、京都大学防災研究所年報 第30号B-2、1987、pp.421-437.
  - 13) 里深好文・芦田和男・江頭進治 : 床止めによる侵食制御に関する研究、土木学会第30回年次講演会概要集、第2部、1989、pp.376-378.
  - 14) 前出 2)
  - 15) 芦田和男・江頭進治・足立幸郎 : 蛇行水路における河床変動に関する研究、京都大学防災研究所年報 第31号B-2、1988、pp.443-459.
  - 16) 村本嘉雄・坂本忠彦・吉村知司 : 弯曲水路の河床変動に関する研究、京都大学防災研究所年報 第11号B、1968、pp.291-310.
  - 17) 室田 明 : 開水路分水工の研究、土木学会論文集第70号別冊1-1、1960.

## 第7章 結 論

開水路分流は、洪水の防止軽減や取水のために広く用いられているが、最近では、貯水池堆砂の防止軽減法の一つとしても注目されている。それぞれの目的を果たすには、流量・流砂量配分を的確に推定する必要がある。そのためには、流量・流砂量配分、分岐部周辺における流路の平面形状、分岐に伴うエネルギー損失、二次流の挙動、分岐部周辺の河床変動の間の関連性を明らかにしなければならない。本論文においては、T型分岐を含むY型分岐水路および弯曲分岐水路を用いた系統的な実験を行い、巨視的な観点から、上述の諸量について考察するとともに、流量配分および流砂量配分の予測法に関する検討を行った。本研究において得られた主要な結果をまとめると以下のとおりである。

第2章においては、固定床T型分岐を対象として、分岐部周辺の上層と下層の流れ特性を実験的・理論的に検討した。まず、水素気泡法による可視化実験を行い、上層の流れは直進性が強く、下層の流れは、分岐に伴う二次流の発生にともなって分水路へ大きく曲げられ、時折、逆流が発生することを示した。こうした上層と下層の境は、分流境界流線の測定より、水路床から水深の3～4割程度であって、下層の厚さは、散逸全エネルギーの大部分が散逸される層にほぼ一致することを明らかにした。また、上層と下層の流れに違いが生ずる機構について定性的な説明を加えた。こうした結果より、上層の流れに対しては、ポテンシャル流れにもとづくフーリエ級数を用いた流れの表示式を提示し、下層の流れについては、上層の解と、弯曲流における二次流の式を重ね合せる方法を提案した。解析結果は、実験値と比較され、その妥当性が示された。さらに、下層流れの分流境界流線を求めることによって、流砂量配分比の算定が可能であることを示した。

第3章においては、多くの種類の分岐部周辺の流路の平面形状を対象に、固定床分流に関する系統的な実験を行い、流量・流砂量配分について検討した。流量配分比はエネルギー損失に、流砂量配分比は二次流の挙動に主に規定され、それらは、主・分水路の偏角によって変化する。こうしたことより、まず、分岐に伴うエネルギー損失について、剥離域が形成される断面の有効な流水断面幅、等価断面幅と主・分水路の偏角との関係を議論し、エネルギー損失の推定法を提示した。この方法により、種々の形状に対するエネルギー損失が評価される。ついで、この成果を用いた流量配分比の算定法を提案し、実験値との比較によって、その妥当性を示すとともに、分岐に伴うエネルギー損失を考慮しないと、流量配分比は、的確に算定されないことが示された。流砂量配分比については、主・分水路の偏角に対する二次流の表示が困難なため、実験データを整理し、流砂量配分比と主・分水路の偏角の関係図を提案した。また、T型分岐の場合は、前章で提案した方法によって、解析的に算定されることが確認された。

第4章においては、移動床水路における流量・流砂量配分比と河床変動の関係について検討した。移動床水路における流量・流砂量配分比の決定機構は、固定床水路のそれと異なり、分岐部周辺やその下流の河床変動によって、分岐に伴うエネルギー損失が0になること、分岐に伴う二次流が消失する場合もあることを明らかにした。特に、流砂量配分比は、河床変動の影響を強く受け、また、河床変動が水路長によって影響され、大幅に変化することが認められる。こうしたことは、従来あまり注目されていなかったことである。こうした実験事実にもとづき、流量配分比の算定は、固定床水路における算定法を修正し、分岐に伴うエネルギー損失の代わりに、第5章で述べられる平衡河床勾配を用いる方法を提示し、実験値と比較することによって、その妥当性を示した。流砂量配分比の算定は容易でないが、T型分岐の場合について、分岐部と分水路の間の逆勾配河床における掃流力を考慮して、流砂量配分比の経時変化を説明し、その解析の基礎を与えた。

ついで、平衡状態における流量・流砂量配分に及ぼす交互砂州の影響について考察し、交互砂州と開口部の位置関係によって、流量・流砂量配分比が変化することを明らかにするとともに、砂州の影響程度は、固定床水路における主・分水路の偏角の影響程度に相当することが示された。

第5章においては、前章に示したように、流量・流砂量配分比と河床変動が相互に影響し合うことから、分流に伴う河床形態や河床勾配の変化について考察した。また、実際の分流計画（斐伊川放水路計画）を対象にして、その河床変動について検討した。まず、分流に伴う小規模および中規模河床形態の形成領域の変化について考察し、従来より提唱されている領域区分図を、分流の場合にも見易いかたちに表示した。また、分岐部より下流の平衡勾配の推定式を示し、実験値との比較によって、その妥当性を示した。

ついで、斐伊川放水路計画を対象として、斐伊川の流砂特性を調べるとともに、本論文における実験を参考に、予想される流砂量配分比を算出し、河床形態を推定した。計画洪水中における、分岐部より下流の河床勾配は変化せず、交互砂州と砂堆の混在する河床となることが推定された。

第6章においては、貯水池堆砂の防止軽減法として、分岐部に本川ダムや横越流堰を設けた場合の横越流堰の土砂水理機能について検討した。まず、横越流堰のみを設けたT型分岐および弯曲分岐（外岸に堰を設置）の実験を行い、T型分岐の流砂量配分比と流量配分比との比率は、固定床自然分流の結果と一致することを明らかにした。弯曲分岐の場合、流砂量配分比は、固定床水路の場合と異なり、移動床自然分流の傾向と同じであることを示すとともに、その値は大幅に小さくなることを明らかにした。そして、横越砂は、横越流部に dune があるときにのみ発生し、周期的であることを示した。

ついで、本川ダムと横越流堰によって分流調節をした実験（T型分岐）を行い、横越砂特性について調べた。流量配分比が100%の場合、横越流に伴うエネルギー損失と横越流幅の関係を調べるとともに、その成果を用いた一次元解析により、流量変化に伴う越砂

量の変化を説明した。流量配分比が100% 以下の場合、流量配分比は、堆砂段丘が横越流部周辺を通過する間に減少することを示すとともに、流砂量配分比と流量配分比との比率は、本川ダム天端と横越流堰天端の高さが異なるにもかかわらず、河床が平衡状態に達する途上にあるにもかかわらず、ほぼ一定で、固定床水路における関係と一致することが明らかにされた。そして、流量配分比の算定には、注意を要するものの、従来の横越流公式がほぼ適用されることを示すとともに、通水初期における本川ダム高、横越流堰高および流量配分比の間の関係式を示した。また、流砂量配分比は、第2章で展開された解析法によって算定されることを明らかにした。すなわち、T型横越流の流量・流砂量配分比の算定には、固定床水路における結果が適用される。

こうした成果をもとに、貯水池堆砂の排除に横越流工を用いる場合に参考となる指針について考察し、流量配分比を小さく、流砂量配分比を大きくする条件下で、河床上昇が許される場合は、流量配分比および横越流幅を比較的小さくし、貯砂ダム高を大きくするのが望ましいことを示した。

以上、本研究において得られた主な成果について述べた。移動床自然分流における流砂量配分比の定量的な検討や分岐部周辺における河床変動の問題など、今後に残された問題も少なくないが、この研究が、それらの諸問題の解明ならびに分流工の計画や設計を行う上での一助となれば幸いである。

## 謝 辞

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始、懇切な御指導・御教示を賜った、京都大学防災研究所教授芦田和男先生に深甚の謝意を表するとともに、折りにふれ、議論して頂き、有益な御助言を頂いた、京都大学防災研究所助教授江頭進治先生に感謝の意を表します。また、本研究を始めるきっかけを与えて頂くとともに、常に激励して頂いた岐阜大学教授田中祐一朗先生に感謝の意を表します。第3章における実験は、京都大学防災研究所宇治川水理実験所（施設長 今本博健教授）において行われた。今本博健先生はじめ所員の皆様には、色々と御配慮、御協力を頂いた。そして、同研究所技官吉田義則氏には、実験に際し多大の協力を得た。その他の実験ならびに資料整理には、舞鶴工業高等専門学校を卒業されていた多くの卒業研究生に協力頂いた。ここに記して感謝の意を表します。さらに、種々の助言を頂いた (財) 砂防・地すべり技術センターの宮本邦明氏に感謝の意を表します。



